DIE OBERIRDISCHE REGENWASSERABFÜHRUNG BEI DER STÄDTEENTWÄSSERUNG

VON DER KÖNIGL. TECHNISCHEN HOCHSCHULE IN MÜNCHEN ZUR ERLANGUNG DER WÜRDE EINES DOKTORS DER TECHNISCHEN WISSENSCHAFTEN (DOKTOR-INGENIEURS) GENEHMIGTE

DISSERTATION

VORGELEGT VON

DIPLOM-INGENIEUR NICOLAE MUȘAT

AUS BLĂJANI-BUZĂU.

REFERENT:
PROF. KARL HAGER

KORREFERENT:
PROF. GEH. HOFRAT
DR. ING. FRANZ KREUTER

TAG DER ANNAHME DER DISSERTATION:
13. JUNI 1913

MÜNCHEN
K. HOF- UND UNIVERSITÄTS-BUCHDRUCKEREI DR. C. WOLF & SOHN
1913

DIE OBERIRDISCHE REGENWASSERABFÜHRUNG BEI DER STÄDTEENTWÄSSERUNG

VON DER KÖNIGL. TECHNISCHEN HOCHSCHULE IN MÜNCHEN ZUR ERLANGUNG DER WÜRDE EINES DOKTORS DER TECHNISCHEN WISSENSCHAFTEN (DOKTOR-INGENIEURS) GENEHMIGTE

DISSERTATION

VORGELEGT VON

DIPLOM-INGENIEUR NICOLAE MUȘAT
AUS BLĂJANI-BUZĂU.

ACAD.
LUGD.BAT.
BIBL.

REFERENT:
PROF. KARL HAGER

KORREFERENT:
PROF. GEH. HOFRAT
DR. ING. FRANZ KREUTER

TAG DER ANNAHME DER DISSERTATION:
13. JUNI 1913

MÜNCHEN
K. HOF- UND UNIVERSITÄTS-BUCHDRUCKEREI DR. C. WOLF & SOHN
1913

Herrn

Kgl. Generalinspektor Ing. Anghel Saligny

Mitglied der Rumänischen Akademie der Wissenschaften

Inhaltsverzeichnis.

Seite

A. Einleitung 7

B. Beschaffenheit des Regenwassers 10

C. Ausgestaltung der Straßenrinnen und der offenen Leitungen zur Regenwasserabführung 13

D. Wasserabfluß in Straßenrinnen 19

1. Abzuführende Wassermenge 19

2. Bestimmung der Rauhigkeitskoeffizienten der Straßenrinnen 22

3. Studium eines theoretischen Rinnenprofils 34

4. Die Größe der entwässerten Stadtfläche 38

E. Oberirdische Regenwasserabführung und Straßenverkehr . 40

1. Fuhrwerke 40

2. Fußgänger 42

F. Oberirdische Regenwasserabführung und Straßenbefestigung 43

G. Oberirdische Regenwasserabführung und Reinhaltung der Vorfluter 46

H. Nutzbarmachung des im Stadtgebiete gefallenen Regenwassers 47

J. Wirtschaftlichkeit der oberirdischen Regenwasserabführung . 49

K. Schlußwort 57

A. Einleitung.

In England, Deutschland, sowie anderen Ländern, haben die größeren Städte mit der Ausführung moderner Entwässerungsanlagen begonnen.

Nachdem die oberirdische Abführung des Brauchwassers hauptsächlich aus hygienischen Gründen abgeschafft werden mußte, hat man sich entschlossen, unterirdische Kanäle zu bauen, die wenigstens einen Teil des Regenwassers aufzunehmen hatten. Später haben die Staatsbehörden größere Anforderungen an die Reinhaltung der Vorfluter gestellt und das Abwasser mußte einer Reinigung unterzogen werden, bevor es in den Fluß gelangte. Die Reinigung und die hie und da notwendige Hebung der Abwässer verteuerten sowohl die Anlage selbst wie den Betrieb; man war deshalb bestrebt, eine Art der Kanalisation nach dem Schwemmsystem zu finden, die in hygienischer Hinsicht dem vorerwähnten Verfahren gleichwertig, deren Kosten aber nicht so hoch sein sollten. Bei mittleren und kleineren Städten, die sich mit unterirdischen Kanalisationsanlagen versehen wollten, fiel die Kostspieligkeit der Anlagen besonders ins Gewicht, da sich solche Anlagen bei kleineren Städten relativ teurer stellen.

Bereits im Jahre 1843 hat der bekannte englische Hygieniker Edwin Chadwick den Ausschluß des Regenwassers von den städtischen Kanälen verlangt, um Leitungen kleineren Querschnittes zu verwenden und so eine Verminderung der Anlagekosten herbeizuführen. Im Jahre 1849 wurde die Stadt Awick (7000 Einwohner) in England nach dem sogenannten Trennsystem kanalisiert, wobei das Regenwasser oberirdisch und das Brauchwasser durch unterirdische Leitungen kleiner Lichtweite abgeleitet wurde. Seitdem haben in England viele Städte Kanalisationsanlagen nach diesem System ausgeführt, jedoch wurde die in die Höfe fallende Regenwassermenge in die Brauchwasserleitung eingeführt, wie in Tottenham (1851—1852), Oxford (1877) u. s. w. Die erste amerikanische Kanalisationsanlage mit oberirdischer Regenwasserabführung ist in der Stadt Memphis von George

Waring im Jahre 1880 projektiert und im Jahre 1881 auch ausgeführt worden. Die Umstände, unter welchen diese Anlage zur Ausführung gelangte, und ihre zweifellosen Erfolge sind charakteristisch und sollen hier näher geschildert werden.

Die Stadt Memphis liegt am Mississipi, dessen Wasser das Stadtgebiet teilweise überschwemmte. Damals zählte Memphis 35000 Einwohner, die unter dem gelben Fieber sehr zu leiden hatten und ein Teil der Bevölkerung fiel der Krankheit zum Opfer. Ein anderer Teil war aus diesem Grunde ausgewandert und die Bevölkerungszahl war auf ein Drittel herabgesunken. Um Hilfe zu schaffen, entschloß sich die Stadtverwaltung, durch eine moderne Kanalisation, normale sanitäre Zustände herbeizuführen. Die finanzielle Leistungsfähigkeit der Stadt war um diese Zeit sehr gering und eine Kanalisationsanlage nach dem Mischsystem hätte nach den Angeboten mehrerer Firmen 0,8 bis 2 Millionen Dollars gekostet. Da bot sich Waring an, die Stadt nach seinem neuen Trennsystem zu entwässern und nach großen Schwierigkeiten insbesondere seitens der Unternehmer, denen es vor allem darauf ankam, viel Material zu liefern, wurde sein Projekt im Januar 1880 genehmigt. Die Arbeiten begannen sofort und im Sommer 1880 waren bereits viele Häuser an die Anlage angeschlossen. Das ganze Netz, bestehend aus einer Tonrohrleitung für Brauchwasser und einer besonderen Tonrohrleitung für Grundwasser, kam auf 137000 Dollars zu stehen. Was die Verbesserung des sanitären Zustandes anbelangt, waren gute Erfolge zu verzeichnen, obwohl die Anlage ziemlich primitiv war und viele spätere Verbesserungen erfordert hat.

Nach Frühling waren im Jahre 1898 etwa 50 Städte in Amerika, die eine gesonderte Brauchwasserleitung besaßen und das Regenwasser in der Hauptsache oberirdisch abführten. Die größte derartige Anlage befindet sich in New-Orleans (300000 Einwohner).

In Deutschland wurde zuerst die Stadt Göttingen (1886) nach dem Muster englischer Städte kanalisiert, wobei der größte Teil des Regenwassers von der Brauchwasserleitung ausgeschlossen wurde.

Im Jahre 1888 hat die Firma Börner & Herzberg (Berlin) im Nordseebad Norderney eine Kanalisationsanlage gebaut, bei welcher das Regenwasser oberirdisch abgeführt wurde. In den Jahren 1892 und 1893 haben fast zu gleicher Zeit Weissensee, Steglitz und Pankow b. Berlin Brauchwasserleitungen angelegt.

In Steglitz wurde das Regenwasser zuerst oberirdisch abgeleitet, im Laufe der Jahre hat die dortige Gemeinde jedoch in den verkehrsreichsten Straßen eine gesonderte unterirdische Regenwasserleitung angelegt. Seitdem haben viele deutsche Städte Kanalisationsanlagen nach dem Trennsystem entweder für die ganze Stadt oder nur für einzelne Stadtteile ausgeführt. Größtenteils hat man das Regenwasser oberirdisch abfließen lassen.

In Abb. 1 ist die Entwicklung des Trennsystems in Deutschland bis zum Jahre 1909 veranschaulicht. Die Zeit dient als Abszisse und die Zahl der ganz nach diesem System entwässerten Städte als

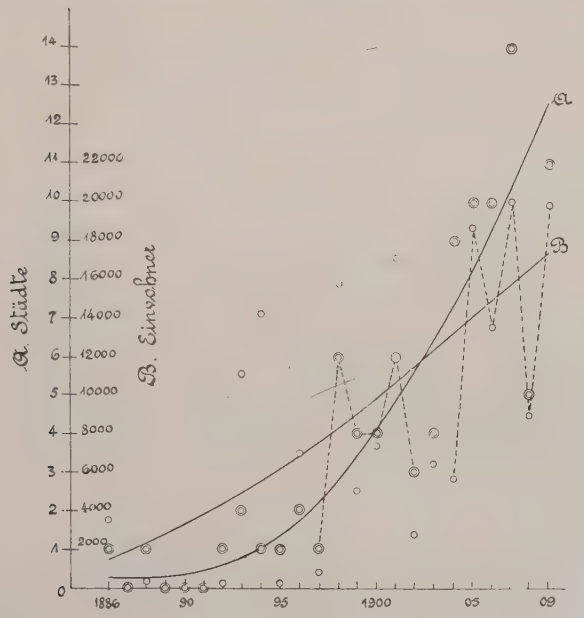


Abb. 1.

Ordinate (Kurve A). In derselben Abbildung wird als zweite Ordinate die Gesamtzahl der Einwohner der oben angeführten Städte (Kurve B) angenommen. Daraus ist zu ersehen, daß bei möglichst gleichen Maßstäben die Kurve A schneller als Kurve B steigt. In Worten: Zuerst haben in der Regel größere Städte Kanalisationsanlagen ausgeführt, später sind meistens kleinere Städte diesem Beispiele gefolgt.

Zweifellos hat das Trennsystem mit der billigen, oberirdischen Beseitigung des Regenwassers eine weitere Verbreitung der Kanalisationsanlagen zur Folge gehabt. Daher ergibt sich auch die zunehmende Bedeutung der oberirdischen Abführung des Regenwassers.

Literatur.

1. Baumeister: Das Separatsystem der Städtereinigung (Deutsche Vierteljahresschrift für öffentliche Gesundheitspflege 1883 Seite 317).
2. Böttger P.: Die Kanalisation von Zoppot (Zeitschrift für Bauwesen 1899 Seite 212).
3. Metzger H.: Städteentwässerung. Berlin 1907.
4. Frühling A.: Entwässerung der Städte. Leipzig 1910.
5. Salomon H.: Städtische Abwasserbeseitigung in Deutschland. Jena 1906—1911.

B. Beschaffenheit des Regenwassers.

Je nach der Stelle, wo das Regenwasser fällt, ist seine Beschaffenheit sehr verschieden. Das auf Dächer fallende Wasser enthält zwar Bakterien, die es in der Staubschichte aufnimmt, ist aber sonst nicht sehr mit fremden Stoffen verunreinigt. Der in Straßen und Höfen fallende Niederschlag enthält schon nach einem kurzen Abfluß kleine Teile von den berührten Stoffen wie Staub, Sand, Schmutz und viele Bakterien. Die Menge dieser Stoffe ist von der Art der Oberfläche und von der Reinheit derselben abhängig. Infolgedessen ist das zuerst abfließende Wasser stark verunreinigt, der folgende Abfluß aber verhältnismäßig rein.

Es sind vielfach Untersuchungen angestellt worden, um den Gehalt an fremden Stoffen zu finden, die das Regenwasser durch die Berührung mit der Straßenoberfläche aufnahm. Roeckhling hat für London folgende Zahlen ermittelt:

Regenwasser abfließend	Suspendierte Stoffe		Gelöste Stoffe		Stickstoff		Chlor
	organ.	miner.	organ.	miner.	NH_3	Albumin	
	mgr/lt.	mgr/lt.	mgr/lt.	mgr/lt.	mgr/lt.	mgr/lt.	mgr/lt.
auf Holzpflaster . . .	843,3	9805,7	1171,4	4621,4	68,8	42,5	540,0
auf Mac-Adam Chaussierung	777,1	20205,5	385,7	1785,7	35,4	24,9	244,0

Aus diesen Zahlen, die als maximale zu betrachten, ersieht man:

1. Der größte Teil der Beimengungen des Regenwassers besteht aus mineralischen Substanzen, im Gegensatz zum Brauchwasser.

2. Die Verunreinigung mit organischen Stoffen ist beim Holzpflaster größer als bei der Mac-Adam Chaussierung, was wohl durch den größeren Verkehr in denen mit Holzpflaster versehenen Straßen zu erklären ist.

Bredtschneider hat chemische und bakteriologische Untersuchungen bei folgenden Arten von Abwässern ausführen lassen:

a) Straßenwaschwasser vom Asphaltpflaster;

b) Regenabfluß in asphaltierten Straßen bei einem Regenfall von etwa 2 mm in der Stunde, während der ersten Stunden entnommen;

c) Regenabfluß in asphaltierten Straßen bei einem Gewitterregen von etwa 7 mm/Min., die Probe während der ersten 20 Minuten entnommen;

d) Regenabfluß von einem Schieferdach bei einem Regenfall von etwa 1 mm/Std., die Probe während der ersten Stunde entnommen;

e) Brauchwasser der Charlottenburger Kanalisation.

Verunreinigung	a	b	c	d	e
	1 000 000 Teile Wasser enthalten:				
Gelöste Teile:					
Abdampfrückstand	830	229	315	66	1332
Glührückstand	670	145	170	35	1088
Glühverlust	160	84	145	31	244
Chlor	92	16	13	5	142
Schwefelsäure	130	23	38	16	27
Organische Substanz: (Permanganatverbrauch)	267	403	393	91	219
Ammoniak	1	0,6	0,6	0,8	92
Salpetersäure	0	0	0	0	0
Salpetrige Säure	0	0	0	Spur	0
Albuminoidstickstoff	1	0,3	0,8	0,3	1,4
Ungelöste Teile:					
Organische Substanz	1902	446	192	15	400
Mineralische Substanz	6680	569	458	15	260
Lebensfähige Organismen im ccm Wasser in Millionen	2,627	3,600	4,200	0,540	3,000

Es ist zu bemerken, daß das Spül- und Regenwasser auf dem Fahrdamm einer ziemlich verkehrsreichen Straße aus dem Straßeneinlauf entnommen worden ist. Solche verkehrsreiche Straßen kommen für die oberirdische Abführung nicht in Betracht und, da die Verschmutzung der Straßen in direktem Verhältnis zu dem Verkehr steht, so wird das oberirdisch abzuführende Regenwasser bei ruhigeren Straßen auch reiner sein. Außerdem ist zu berücksichtigen, daß von der gesamten Regenwassermenge in einer Stadt auf die Fahrdämme ca. 20% entfallen, während der größte Teil bei offener Bebauung auf Gärten, Höfe, Dächer und Bürgersteige sich verteilt.

Aus den Versuchen von Bredtschneider sind noch folgende Schlüsse, außer den vorerwähnten, zu ziehen:

1. Das von den Dächern abfließende Regenwasser ist einwandfrei;
2. Die schädlichen Bestandteile, wie Chlor und Ammoniak sind im Regenwasser in viel geringerem Maße als im Brauchwasser vorhanden. Deshalb ist die Fäulnißfähigkeit derartiger Abwässer sehr gering;
3. Die Bakterienzahl ist beträchtlich. Es ist aber vielfach betont worden, daß die Art der im Regenwasser vorhandenen Bakterien unschädlich ist; insbesondere das Bacterium Coli und Colerae, weiters der Kochbazillus kommen nur ganz ausnahmsweise in dem Regenwasser vor.

Weil das Regenwasser im allgemeinen keine gesundheitsschädliche Keime enthält, so steht vom hygienischen Standpunkt aus nichts im Wege, es oberirdisch abzuleiten, und weil seine Fäulnisfähigkeit unbedeutend ist, wird es nicht erforderlich, das Regenwasser sehr schnell aus dem Stadtgebiet zu entfernen.

Dieses Abwasser kann in den meisten Fällen ohne besondere Behandlung in die Vorfluter abgeleitet werden. In wenigen Fällen empfiehlt sich eine mechanische Klärung.

Literatur.

1. Imbeaux, L'alimentation en eau et l'assainissement des villes, Paris 1902;
2. Bredtschneider, Das Trennsystem. Jena 1902;
3. Dunbar: Leitfaden für die Abwasserreinigungsfrage, München und Berlin 1912;
4. Durand-Claye: Arbeiten des internationalen Kongresses für Hygiene in Wien 1887 (Heft 4);
5. König J.: Die Verunreinigung der Gewässer. Berlin 1909.

C. Ausgestaltung der Straßenrinnen und der offenen Leitungen zur Regenwasserabführung.

Die Entwässerung der Grundstücke findet am besten durch offene kleine Rinnen statt. Abb. 2 zeigt die Rinne einer einfachen Bürgersteigpflasterung mit Kleinpflaster. Um dem leichten Pflaster eine gewisse Festigkeit zu geben, ist es empfehlenswert, die einzelnen Pflastersteine in eine Schicht Sand mit 10—15% Zement zu verlegen und im feuchten Zustande zu stampfen. Wenn die Pflastersteine sehr klein sind, werden die Rinnen aus größeren Steinen hergestellt, wie Abb. 3 zeigt. Die Tiefe der Rinne darf nicht mehr als 4—5 cm betragen, was bei den gewöhnlichen Quergefällen der Bürgersteige als ausreichend bezeichnet werden kann. Um die Rinne undurchlässig zu machen, werden die Rinnsteine manchmal in Zementmörtel verlegt oder die Fugen werden mit Teer ausgegossen. Wo die Bürgersteige einfach mit Kies versehen sind, ist es zweckmäßig, besondere gepflasterte Rinnen, wie in Abb. 2 und 3, herzustellen.

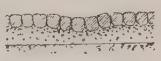


Abb. 2.

Abb. 3.

Abb. 4.

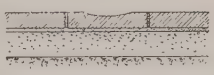


Abb. 5.

Besonders geeignet für die Herstellung der Rinnen sind die künstlichen Formsteine. Eine Rinne für ein Fallrohr läßt sich aus einer Reihe geformter Steine herstellen. Derartige Steine werden immer in Zementmörtel verlegt. Die Steine können verschiedene Formen haben, wie Abb. 4 und 5 zeigen. Die Ein- und Ausfahrten der Grundstücke dienen zu gleicher Zeit als Entwässerungsrinnen; deshalb empfiehlt es sich, sie im Längsschnitt bogenförmig herzustellen, wie es ohnehin wegen der Verbindung des Fahrdammes mit dem Hofe nötig ist.

Es werden auch vielfach tiefere Rinnen zur Entwässerung der Grundstücke mit Wandungen und Sohlen aus Gußeisen, Eisenblech oder Profileisen verwendet, die ganz oder teilweise gedeckt sind. Damit will man die Vorteile der unterirdischen Leitung des Regenwassers erreichen. Diese Vorrichtungen haben folgende Nachteile:

1. Hohe Anschaffungskosten.
2. Die Rinnen verstopfen sich leicht,
3. deshalb schwere Reinigung.
4. Frieren im Winter und springen. Dies tritt besonders in kalten Ländern ein.

Gedeckte Rinnen werden zweckmäßiger aus Steinen und Zement hergestellt und mit einer gußeisernen, geriffelten Platte versehen (Abb. 6). Die Sohle wird mit Rücksicht auf die Reinigung möglichst glatt und ohne scharfe Ecken hergestellt. Dort, wo solche Rinnen sich in großem Maßstabe als nötig erweisen, überlege man aber, ob es nicht richtiger wäre, anstatt der gedeckten Rinnen die unterirdische Abführung des Regenwassers einzuführen.

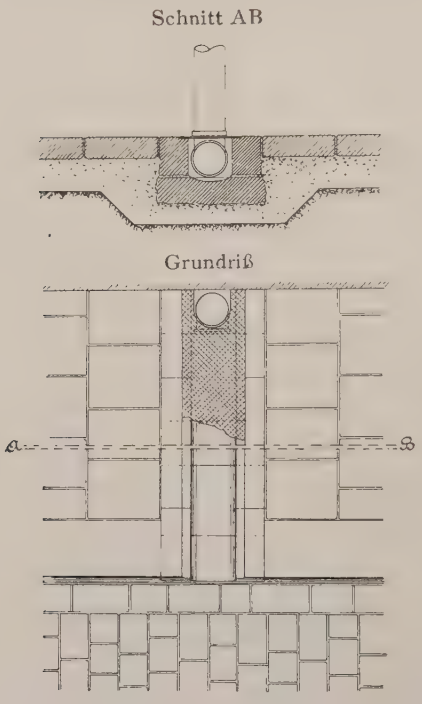


Abb. 6.

Zur Weiterführung des durch die kleinen Rinnen des Bürgersteiges und des auf die Straßenoberfläche gefallenen Regenwassers dienen im allgemeinen die offenen Straßenrinnen. In Straßen, wo gar keine Trennung zwischen Fahrbahn und Fußgängersteig vorhanden ist, wie in vielen kleinen alten Städten, hat die Straßenfläche ein Quergefälle nach der Mitte, wodurch eine Mittelrinne entsteht. Der Bürgersteig wird jedoch meist, um ihn von der Fahrbahn zu trennen, höher angelegt oder, wie auf den Landstraßen, durch einen offenen Graben abgetrennt. Dadurch entsteht eine Rinne (Abb. 7), deren Wand AB wenig von der lotrechten Richtung abweicht. Im Querschnitt bildet die Fahrdammbreite AC (Abb. 8) die Sehnenlänge und die Höhe BD die Bogenhöhe eines Kreisbogens, der die Wölbung des Fahrdammes bildet.

Abb. 7.

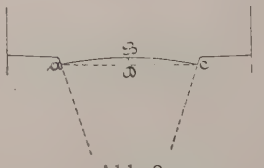


Abb. 8.

Die Art der Pflasterung hat einen großen Einfluß auf die Gestaltung der Straßenrinne. In den Straßen, wo der Fahrdamm einfach chaussiert und der Bürgersteig etwa nur durch Rasen begrenzt ist, sind die Rinnenböschungen sehr unregelmäßig (Abb. 9). Derartige Rinnen sind nicht imstande, das Regenwasser gut abzuleiten, da der Kies bei größerer Wasser-

geschwindigkeit leicht fortgeschwemmt wird. Eine verbesserte Straßenrinne stellt die Abb. 10 dar. Die sonst schwierig zu erhaltende Böschung AB ist auf der ganzen Höhe gepflastert; die Böschung BC ist wenigstens in dem tiefsten Teil der Rinne gepflastert. Eine weitere Ausbildung erfährt die Rinne durch die Verwendung einer Bordschwelle aus bearbeiteten Quadersteinen oder Beton (Abb. 11). In Straßen, die mit regelmäßigen Steinen gepflastert sind (Granit, Basalt, Schlackensteine u. s. w.), wird die Rinne wie in Abb. 12 hergestellt. Eine oder zwei Reihen an den tiefsten Steinen werden mit wagrechter Oberfläche angelegt, um gewissermaßen die Sohle der Rinne zu bilden.

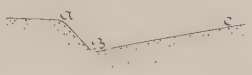


Abb. 9.

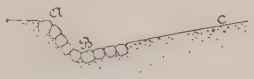


Abb. 10.

Abb. 11.

Abb. 12.

Abb. 13.

Abb. 14.

Die bisher erwähnten Straßenkörper mit gewöhnlicher oder Mac-Adam'scher Chaussierung, Pflasterung mit kleinen Steinen (sogen. Kleinpflaster oder Mosaik) mit Kopfsteinen oder mit regelmäßigen Steinen ermöglichen die etwaige Herstellung einer tiefen Straßenrinne, da sie mit größeren Gefällen angelegt werden können. Dies wäre auch bei den mit Holz gepflasterten Straßen der Fall, doch ist von oberirdischer Entwässerung bei solchen Straßen, wegen der schädlichen Folgen für die Holzpflasterung, abzuraten. Die heutzutage sehr beliebte Asphaltierung der Straßen läßt sich nur bei kleineren Gefällen ausführen (Abb. 13). Außerdem ist man überall bestrebt, das Regenwasser sobald wie möglich insbesondere vom Stampfasphalt zu entfernen, da dieses Material sehr darunter leidet. Von den anderen Pflasterarten, wie Vulcanolplatten, Quarrittepflaster u. s. w., liegen in allen diesen Beziehungen noch wenige Erfahrungen vor, da diese Pflasterungen ganz neu sind. Jedoch ist anzunehmen, daß ein aus Vulcanolplatten hergestelltes Pflaster viel widerstandsfähiger gegen das Regenwasser als der Asphalt sei.

Mit Rücksicht auf bequeme Reinigung werden die Rinnen oft aus ganz glatten Steinen oder Granitoidplatten hergestellt (Abb. 14).

In letzterem Falle kann die Rinnensohle auch mit der Bordschwelle aus einem Stück bestehen (Abb. 15).

Die Leistungsfähigkeit der Rinne hängt hauptsächlich von ihrer Tiefe ab. Bei den gewöhnlichen unterirdisch entwässerten Straßen beträgt die Rinnentiefe 10 15 cm. Bei den oberirdisch entwässerten Straßen kann man mit der Tiefe ohne weiteres bis 20 cm gehen. Tiefere Rinnen erschweren wegen des zu großen Höhenunterschiedes den Übergang vom Fahrdamm zum Bürgersteig und umgekehrt.

Abb. 15.

Abb. 16.

Abb. 17.

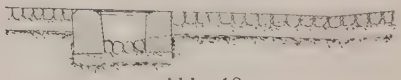


Abb. 18.

Abb. 19.

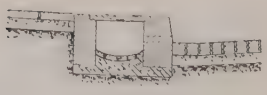


Abb. 20.

In Straßen, wo die abzuleitende Wassermenge und das geringe Längsgefälle einen größeren Rinnenquerschnitt erfordern, können diese Rinnen auch treppenartig hergestellt werden. Auf diese Weise wird die Höhe AD (Abb. 16) in zwei gleiche Stufen AB und CD geteilt. Die Treppe BC wird in breiteren Straßen besonders ausgedehnt angelegt und bildet entweder eine besondere Bahn (für Fahrräder oder Reiter) oder ist mit Bäumen bezw. Blumen bepflanzt. Die kleine Rinne CDE (Abb. 17) würde die Ableitung des Wassers bei jedem gewöhnlichen Regen besorgen, während die ganze Rinne ABCDE nur bei stärkerem Regen notwendig sein würde.

Es empfiehlt sich jedoch, immerhin bei Bedarf, derartig tiefe Rinnen zu überbrücken, um den Fuhrwerksverkehr zu den anliegenden Grundstücken zu erleichtern. Dadurch entzieht man aber einen Teil der Breite des Fahrdammes dem öffentlichen Verkehr.

Wenn die Einrichtung provisorischen Charakter trägt, wird unter Umständen eine leichte Holzbrücke schon genügen. Die Holzplatte nützt sich sehr rasch ab, wird aber nicht schlüpfrig. Die aus Steinen, Beton, Backsteinen, Steinzeugrohren u. s. w. hergestellten Überbrückungen halten sich viel besser, sind aber ziemlich teuer. Die Art der Herstellung ist verschieden je nach der

Bedeutung der Überbrückung und Gewicht der Fuhrwerke (Abb. 18). Eine aus Beton bestehende Überbrückung ist in Abb. 19 abgebildet.

Oft hatte sich als notwendig erwiesen, die Straßenrinnen auf kürzere Strecken zuzudecken. Die bei der Entwässerung der Grundstücke hervorgehobenen Nachteile derartiger verdeckter Rinnen sind hier auch in Betracht zu ziehen, jedoch in geringerem Maßstabe, da der Querschnitt dieser Rinnen größer und infolgedessen die Reinigung und Unterhaltung leichter ist. Diese verdeckten Rinnen

Abb. 21. Hornbach in Zürich.

werden meistens unter dem Bürgersteig angelegt, weil die Verdeckung leicht und deswegen billig ist. Abb. 20 stellt eine aus Quadersteinen hergestellte Straßenrinne unter dem Bürgersteig, welche mit Brettern verdeckt ist, dar. Die Herstellungskosten dieser Rinnen sind oft beinahe ebenso hoch wie jene der entsprechenden unterirdischen Leitungen, ohne jedoch frostfrei wie letztere zu sein. Deshalb ist, wie schon gesagt, zu erwägen, ob dann nicht unterirdische Abführung vorzuziehen sei. Frühling empfiehlt besonders die Unterdückerung offener Leitungen bei Straßenkreuzungen mit regem Verkehr. Damit soll man sehr gute Erfahrungen gemacht haben.

Größere Mengen Regenwasser werden in offenen Sammlern abgeleitet, die vom Straßenkörper vollständig getrennt sind. Der Querschnitt derartiger Kanäle erhält in der Sohle eine besondere kleine Rinne (Abb. 21). Damit bezweckt man, auch bei geringeren Wassermengen eine genügende Schleppkraft für Sand und andere Verunreinigungen des Wassers zu erreichen. Als Beispiel eines großen oberirdischen Sammlers sei hier der offene Stammkanal von Mailand (Abb. 22) erwähnt.

Abb. 22. Stammkanal von Mailand.

Schließlich kann man zur oberirdischen Abführung noch die zur Aufnahme des Regenwassers bestimmten Rückhaltbecken rechnen. Sie sind aus der Notwendigkeit entstanden, die plötzlich anfallende Regenabflußmenge den unterhalb angelegten Leitungen allmählich zuzuleiten.

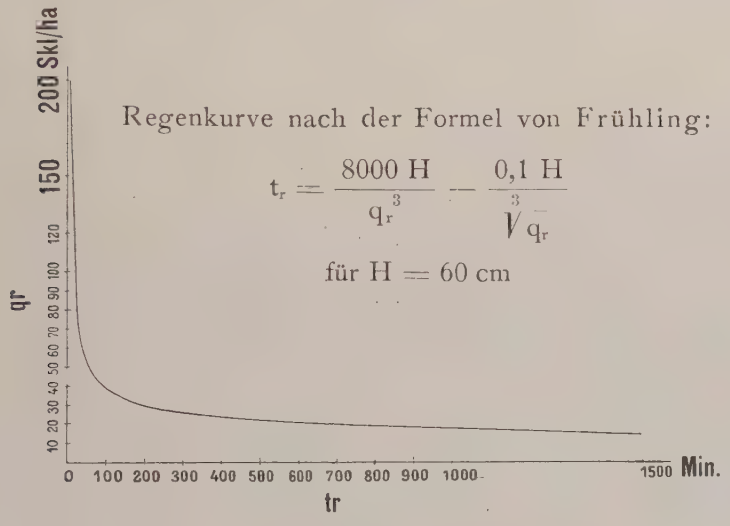
Literatur.

1. Frühling A.: Entwässerung der Städte, Leipzig 1910.
2. Loewe: Straßenbaukunde, Wiesbaden 1906.
3. Baumeister: Straßenwesen u. Städtereinigung, Berlin 1890.
4. Leißle: Städtische Straßen (Handbuch der Ingenieurwissenschaften), Leipzig 1907.

D. Wasserabfluß in Straßenrinnen.

1. Abzuführende Wassermenge.

Bekanntlich wird die bei der Projektierung einer Entwässerungsanlage anzunehmende Regenwassermenge durch langjährige Beobachtungen der Regenstärke und der Regendauer ermittelt. Für die Entwässerung mit oberirdischer Abführung kommen aber meistens kleinere Städte und Ortschaften in Betracht, wobei keine regelrechte Regenbeobachtungen bezw. Regenmessungen stattgefunden haben und man ist im allgemeinen auf anderweitige Erfahrungen angewiesen.



Regenkurve nach der Formel von Frühling:

$$t_r = \frac{8000\ H}{q_r^{\,3}} - \frac{0{,}1\ H}{\sqrt[3]{q_r}}$$

für H = 60 cm

Abb. 23.

Nach dem Beispiel von Knauff hat Frühling eine Formel vorgeschlagen, in der ein Zusammenhang zwischen der anzunehmenden Regenstärke q_r (in Sek. l/ha), der Regendauer t_r (in Min.) und der jährlichen Regenhöhe H (in cm) herbeigeführt wird:

$$t_r = \frac{8000\ H}{q_r^{\,3}} + \frac{0{,}1\ H}{\sqrt[3]{q_r}}$$

Für H = 60 cm erhält man eine Regenkurve (Abb. 23), wobei die Regendauer als Abszisse und die Regenstärke als Ordinate angenommen worden sind. Mit Hilfe dieser Kurve kann man die oberirdisch abzuführende Regenwassermenge (nach Berücksichtigung der Versicherung und Verdunstung) wie bei der unter-

irdischen Abführung ermitteln, mit dem Unterschied, daß die Berechnungsmenge das Maximum sein soll. Mit Bezug auf die Verzögerung des Wasserabflusses wird man analytische oder graphische Verfahren in Erwägung ziehen können, jedoch wegen der in Betracht kommenden kleinen Entwässerungsgebiete selten anzuwenden brauchen.

Eine wissenschaftliche Lösung des „Abflußproblems“ ist von Herbst dargestellt worden.

Die Ersatzebene der Abflußfläche ist ein Rechteck (Abb. 24), das folgende Eigenschaften besitzt:

1. Seine Neigung muß gleich dem berechneten Böschungswinkel der gegebenen topographischen Fläche sein;
2. Die mittlere Höhe der Ersatzebene muß gleich sein der mittleren Höhe der gegebenen Fläche.
3. Die Flächeninhalte der Horizontalprojektionen des Ersatzrechteckes und der gegebenen Niederschlagsfläche müssen gleich groß sein.

Es bezeichnen:

h_{00} die durch den Regenmesser gefundene mittlere sekundliche Regenhöhe für das Gebiet.

h_0 den Teil davon, welcher auf der Geländefläche abfließt und im ungünstigen Fall gleich h_{00} werden kann.

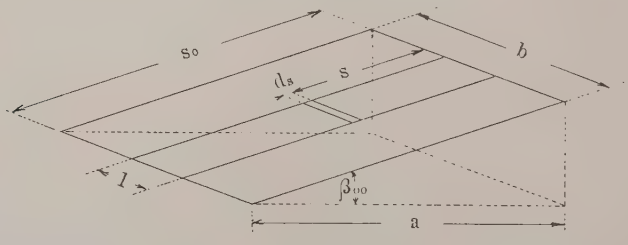


Abb. 24.

β_{00} den mittleren Böschungswinkel des Gebietes.

h die Regenhöhe senkrecht zur hydrographisch gleichwertigen rechteckigen Ersatzebene gemachten, so daß:

$$h = h_0 \cos \beta_{00}$$

Ist v_0 die mittlere Geschwindigkeit in m/sek., womit die Wasserschichte von der Tiefe t abfließt, und bezeichnet v die Geschwindigkeit, so ist:

$$v = \varkappa \sqrt{t \tan \beta_{00}}$$

und es fließt durch einen Querschnitt, von der Breite Eins, sekundlich eine Wassermenge

$$\mathfrak{Q}_A = t v_0 = \varkappa \sqrt{\tan \beta_{00}}\, t^{3/2}$$

Durch Integration der weiterhin sich ergebenden partiellen Differentialgleichungen findet man, wenn der Regen τ Sekunden gedauert hat:

$$t = h\tau$$

$$s = \frac{\varkappa}{h} \sqrt{\tan \beta_{00}}\, t^{3/2}$$

$$s = \varkappa \tau \sqrt{h \tan \beta_{00}}$$

$$\tau = \sqrt[3]{\left(\frac{s}{\varkappa}\right)^2 \frac{1}{h \tan \beta_{00}}} \qquad (1)$$

$$\mathfrak{Q}_A = sh \qquad (2)$$

Durch (1) ist die Regendauer bestimmt, damit im Abstande s vom oberen Rande der Ersatzebene die Wasserschichte eine Tiefe t erreicht.

Die sekundliche Wasserführung (2) nimmt von oben nach unten stetig zu.

Sowohl τ (1) als $\mathfrak{Q}_A$ (2) sind Größtwerte für die Stelle s. Sie können nicht weiter zunehmen, auch wenn der Regen länger dauert, als τ Sekunden. Es tritt dann ein Beharrungszustand ein, indem (nach 2) durch die Stelle der schiefen Ebene eine Wassermenge sekundlich abfließt gleich der gesamten wirksamen oder überschüssigen Regenmenge, die von s aufwärts bis an den Rand auf der Ebene in der Sekunde fällt.

Wenn der Regen vor der Zeit τ aufhört, so wird die größte Wassertiefe t, mithin die größte Wasserführung $\mathfrak{Q}_A$, die bei einem sekundlichen Regenüberschuß von der Höhe ho möglich wäre, an der Stelle s nicht erreicht, wohl aber, weiter oben in einem Abstande vom oberen Rande der Ebene, wie es der kürzeren Regendauer entspricht.

Der ungünstigste Fall ist das, wenn am unteren Rande der Ersatzebene, also eigentlich überall, die größtmögliche Wassertiefe eintritt. Setzt man in Gl. (2) die ganze Länge s_0 und die ganze Breite b der Ersatzebene so erhält man für den unteren Rand:

$$\mathfrak{Q}_0 = s_0 bh.$$

Bezeichnet a die Horizontalprojektion von s_0, so ist

$$s_0 = \frac{a}{\cos \beta_{00}}$$

und wie $$h = h_0 \cos \beta_{00},$$

$$s_0 b h = \frac{a}{\cos \beta_{00}} b h_0 \cos \beta_{00} = a b h_0$$

Setzt man: $$a b = H$$

so ist: $$\mathfrak{Q} = s_0 b h = H h_0$$

d. h. die größtmögliche sekundliche Wasserführung ist gleich der Horizontalprojektion H des Niederschlagsgebietes mal der wirksamen oder überschüssigen Regenhöhe.

Die schwache Seite der angegebenen Theorie ist die Annahme einer mittleren Regenhöhe für das ganze Abflußgebiet. Nach den modernen Regenbogenbeobachtungen hat man aber festgestellt, daß die Regen von kurzer Dauer, die bei der Städteentwässerung ausschlaggebend sind, sich auf kleinere Flächen erstrecken. Außerdem ist die Regenstärke auch in diesen Flächen verschieden.

Die Herbst'sche Theorie, die in der Zeit aufgestellt wurde, als die jetzigen Grundlagen zur Berechnung der städtischen Kanalisationsanlagen noch in der Entwicklung begriffen waren, hat jetzt ihre Bedeutung nur bei der Entwässerung kleinerer Stadtflächen.

Literatur.

1. Herbst W.: Ermittlung einer Beziehung zwischen der Niederschlagsmenge in einem Flußgebiete und der größtmöglichen Abflußmenge derselben, München 1905.
2. Poggi F.: Le fognature di Milano, Mailand 1913.

2. Bestimmung der Rauhigkeitskoeffizienten der Straßenrinnen.

Um die Anwendbarkeit der bekannten Formel von der gleichförmigen Bewegung des Wassers für Straßenrinnen festzustellen und, vor allem, den genauen Wert des Rauhigkeitskoeffizienten zu ermitteln, wurde die Wasserbewegung in sechs Straßenrinnen in München beobachtet.

Das aus der städtischen Wasserleitung strömende Wasser floß vom Straßenhydranten durch das mit einem Wassermesser versehene Standrohr gleichmäßig aus. Das abfließende Wasser wurde, um dessen Druck zu vernichten, mittels eines Schlauches in eine 200 lt fassende Wanne eingeleitet und daraus floß es in die Straßenrinne. Die Wassermenge war 0,5 sek/lt bis 20 sek/lt groß. In jeder Straßenrinne sind 3—5 Versuche mit verschiedenen Wassermengen vorgenommen worden. Es wurden nur Straßen mit möglichst gleichmäßigem Rinnengefälle benützt.

Die Versuche erfolgten folgendermaßen:

a) Öffnen des Hydranten.

b) Erste Ablesung des Wassermessers und des Chronometers zu gleicher Zeit.

c) Messung der Tiefe und Breite des Wasserstromes.

d) Zweite Ablesung des Wassermessers und des Chronometers.

e) Schließen oder Weiteröffnen des Hydranten.

f) Nivellieren der Straßenrinnensohle zur Ermittlung des Längsgefälles.

Um Mittelwerte für die Stromquerschnitte zu bekommen, sind nach je 4 m immer Tiefe und Breite des Stromes gemessen worden. Die erste Messung fand wenigstens 8 m von der Wanne (abwärts) entfernt statt. Um die Druckschwankungen in der städtischen Wasserleitung während eines Versuches möglichst auszuschalten, hat ein Versuch höchstens vier Minuten gedauert. Die Versickerung des Wassers auf der 20—36 m langen untersuchten Straßenrinne war praktisch gleich Null. Übrigens hat man besonders darauf geachtet, daß während einer Versuchsdauer weder Wasserstromschwankungen noch Versickerungen, welche die Genauigkeit der Messungen beeinträchtigt hätte, stattfanden. Die ermittelten Zahlen sind in folgenden Tabellen eingetragen:

Versuchen in der Habsburger-

Fahrdammbreite 8,00 m. (Abb.

Nr.	Längsgefälle der Rinnensohle	Erste Ablesung				Querschnitt der Rinne			Zweite Ablesung			
		St.	Min.	Sek.	Wassermenge	Abstand vom Hydranten	Tiefe	Breite	St.	Min.	Sek.	Wassermenge
					cbm	m	m	m				cbm
1		11	39	—	116,20	8,00	0,028	0,34				
2						12,00	0,026	0,35				
3						16,00	0,030	0,34	11	44	—	116,76
4		11	45	30	117,10	8,00	0,043	0,60				
5						12,00	0,038	0,57				
6						16,00	0,043	0,58	11	49	—	118,50
7		11	50	40	118,62	8,00	0,045	0,75				
8						12,00	0,049	0,70				
9						16,00	0,050	0,80	11	55	—	120,54

Versuchen in der

Fahrdammbreite 10,00 m. (Abb.

Nr.	Längsgefälle der Rinnensohle	Erste Ablesung				Querschnitt der Rinne			Zweite Lesung			
		St	Min.	Sek.	Wassermenge	Abstand vom Hydranten	Tiefe	Breite	St.	Min.	Sek.	Wassermenge
					cbm	m	m	m				cbm
1		12	7	—	121,85	8,00	0,021	0,26				
2						12,00	0,021	0,28				
3						16,00	0,025	0,31				
4						20,00	0,025	0,29	12	10	—	122,10
5		12	12	—	122,55	8,00	0,038	0,52				
6						12,00	0,042	0,50				
7						16,00	0,038	0,59				
8						20,00	0,046	0,52	12	16	20	123,89
9		12	18	—	124,70	8,00	0,054	0,78				
10						12,00	0,053	0,67				
11						16,00	0,050	0,77				
12						20,00	0,051	0,75	12	21	20	126,50
13		12	24	—	128,60	8,00	0,070	1,05				
14						12,00	0,067	1,10				
15						16,00	0,065	1,12				
16						20,00	0,062	1,07	12	27	—	131,40

straße (Ecke Hohenstaufenstr.).

25.) Regelmäßiges Granitreihenpflaster diagonal zur Fahrrichtung verlegt.

Wassermenge Q	Mittlerer Rinnen-Querschnitt F	Mittlere Wassergeschwindigkeit v	Mittlerer benützte Umfang u	Hydraul. Radius r	$\sqrt{r}$	$\varkappa = \frac{v}{\sqrt{r}\varphi}$	Bemerkungen
Liter/sek.	qm	m/sek.	m	m	$m^{1/2}$		
1,56	0,0068	0,229	0,38	0,0179	0,134	21,80	Die Rinnensohle ist durch eine Reihe 20 cm breiten Steinen sorgfältig hergestellt.
6,62	0,0140	0,473	0,63	0,0222	0,149	40,30	
7,38	0,0201	0,368	0,81	0,0248	0,158	29,60	

Römerstraße (Nr. 4).

25.) Regelmäßiges Granitreihenpflaster diagonal zur Fahrrichtung verlegt.

Wassermenge Q	Mittlerer Rinnen-Querschnitt F	Mittlere Wassergeschwindigkeit v	Mittlerer benützte Umfang u	Hydraul. Radius r	$\sqrt{r}$	$\varkappa = \frac{v}{\sqrt{r}\varphi}$	Bemerkungen
Liter/sek.	qm	m/sek.	m	m	$m^{1/2}$		
1,39	0,0051	0,272	0,32	0,0159	0,1266	26,78	Die Rinnensohle ist durch eine Reihe 20 cm breiten Granitsteine sehr sorgfältig hergestellt.
5,15	0,0129	0,399	0,59	0,0219	0,1479	34,30	
9,47	0,0218	0,434	0,79	0,0276	0,1662	33,50	
15,56	0,0380	0,409	1,16	0,0327	0,1810	28,90	

Versuchen in der Wilhelm-

(Abb.

Fahrdammbreite 8,00 m.

Nr.	Längsgefälle der Straßenrinne	Erste Ablesung				Querschnitt der Rinne			Zweite Ablesung			
		St.	Min.	Sek.	Wassermenge	Abstand vom Hydranten	Tiefe	Breite	St.	Min.	Sek.	Wassermenge
					cbm	m	m	m				cbm
1		12	55	50	134,30	12,00	0,017	0,24				
2						16,00	0,014	0,21				
3						20,00	0,017	0,36				
4						24,00	0,017	0,22				
5						28,00	0,019	0,23	1	1	40	134,48
6		1	3	5	134,73	12,00	0,030	0,56				
7						16,00	0,027	0,53				
8						20,00	0,031	0,51				
9						24,00	0,035	0,50				
10						28,00	0,041	0,50				
11						32,00	0,040	0,62				
12						36,00	0,040	0,60	1	7	25	135,60
13	$\varphi = 0{,}00346$	1	9	—	135,92	12,00	0,042	0,60				
14						16,00	0,030	0,55				
15						20,00	0,032	0,53				
16						24,00	0,034	0,51				
17						28,00	0,045	0,52	1	13	30	137,00
18		1	16	50	138,75	12,00	0,061	0,90				
19						16,00	0,056	0,90				
20						20,00	0,054	0,68				
21						24,00	0,060	0,75				
22						28,00	0,070	0,80				
23						32,00	0,065	0,95				
24						36,00	0,063	0,85	1	21	50	142,30
25		1	25	—	145,7	20,00	0,072	1,20				
26						24,00	0,066	1,15				
27						28,00	0,074	1,15				
28						32,00	0,074	1,40				
29						36,00	0,072	1,24	1	28	45	150,20

straße (Ecke Ainmillerstr.).

26.) Kleinpflaster fächerförmig angelegt.

Wasser-menge Ω	Mittlerer Rinnen-Quer-schnitt F	Mittlere Wasser-geschwin-digkeit v	Mittlerer benützte Umfang u	Hydraul. Radius r	$\sqrt{r}$	$\varkappa = \frac{v}{\sqrt{r}\varphi}$	Be-merkungen
Liter/sek.	qm	m/ek.	m	m			
0,44	0,0028	0,157	0,28	0,0108	0,104	25,62	
3,35	0,0132	0,254	0,58	0,0237	0,154	28,00	
4,00	—	—	—	—	—	—	Die Beobachtungen 13 bis 17 decken sich mit d. Beobachtungen 6 bis 12. Infolgedessen kommen sie nicht in Betracht.
9,85	0,0317	0,312	0,90	0,0352	0,188	28,19	
20,00	0,0510	0,392	0,130	0,0392	0,198	33,60	

Versuchen in der

Fahrdammbreite 9,30 m. (Abb.

Nr.	Längsgefälle der Straßenrinne	Erste Ablesung				Querschnitt der Rinne			Zweite Ablesung			
		St.	Min.	Sek.	Wassermenge	Abstand vom Hydranten	Tiefe	Breite	St.	Min.	Sek.	Wassermenge
					cbm	m	m	m				cbm
1		1	49	30	151,92	4,00	0,022	0.24				
2						8,00	0,024	0,24				
3						12,00	0,021	0,25	1	52	30	151,96
4		1	55	20	152,34	4,00	0,049	0,60				
5						8,00	0,051	0,58				
6						12,00	0,064	0,55	1	57	—	153,00
7		1	59	20	154,05	4,00	0,073	0,97				
8						8,00	0,073	0,90				
9						12,00	0,075	0,97	2	1	30	155,70
10		2	2	20	156,50	4,00	0,090	1,23				
11						8,00	0,089	1,19				
12						12,00	0,086	1,18	2	5	—	159,50

Versuchen in der

Fahrdammbreite 7,80 m. (Abb.

Nr.	Längsgefälle der Straßenrinne	Erste Ablesung				Querschnitt der Rinne			Zweite Ablesung			
		St.	Min.	Sek.	Wassermenge	Abstand vom Hydranten	Tiefe	Breite	St.	Min.	Sek.	Wassermenge
					cbm	m	m	m				cbm
1		2	16	40	160,18	0,00	0,025	0,41				
2						4,00	0,024	0,29				
3						8,00	0,026	0,35				
4						12,00	0,026	0,38				
5						16,00	0,021	0,24	2	19	20	160,35
6		2	21	20	161,00	0,00	0,042	1,03				
7						4,00	0,044	0,85				
8						8,00	0,045	1,00				
9						12,00	0,044	0,70				
10						16,00	0,035	1,00	2	24	—	161,98
11		2	27	—	163,95	4,00	0,053	1,38				
12						8,00	0,056	1,50				
13						12,00	0,046	0,98				
14						16,00	0,035	1.70	2	30	30	165,67

Kaiserstraße 25.

27.) Kleinpflaster fächerförmig angelegt.

Wassermenge Q	Mittlerer Rinnen-Querschnitt F	Mittlere Wassergeschwindigkeit v	Mittlerer benützte Umfang u	Hydraul. Radius r	$\sqrt{r}$	$\varkappa = \frac{v}{\sqrt{r\varphi}}$	Bemerkungen
Liter/sek.	qm	m/sek.	m	m			
0,22	0,0043	0,051	0,26	0,0165	0,129	10,88	
3,40	0,0195	0,174	0,63	0,0309	0,176	27,20	
12,67	0,0403	0,295	1,02	0,0395	0,199	40,50	
18,74	0,0593	0,317	1,29	0,0459	0,215	40,30	

Kaiserstraße 35.

28.) Straßenrinne alsphaltiert (Stampfasphalt).

Wassermenge Q	Mittlerer Rinnen-Querschnitt F	Mittlere Wassergeschwindigkeit v	Mittlerer benützte Umfang u	Hydraul. Radius r	$\sqrt{r}$	$\varkappa = \frac{v}{\sqrt{r\varphi}}$	Bemerkungen
Liter/sek.	qm	m/sek.	m	m			
1,06	0,0064	0,165	0,36	0,0178	0,134	21,70	
6,12	0,0227	0,270	0,96	0,0238	0,154	32,62	
8,19	0,0343	0,239	1,32	0,0259	0,161	27,70	

Versuchen in dem

Fahrdammbreite 7,80 m. (Abb.

Nr.	Längsgefälle der Straßenrinne	Erste Ablesung				Querschnitt der Rinne			Zweite Ablesung			
		St.	Min.	Sek.	Wassermenge	Abstand vom Hydranten	Tiefe	Breite	St.	Min.	Sek.	Wassermenge
					cbm	m	m	m				cbm
1		2	43	30	166,34	8,00	0,034	0,58				
2						12,00	0,031	0,40				
3						16,00	0,030	0,53				
4						20,00	0,031	0,53				
5						24,00	0,038	0,50	2	46	10	166,70
6	$\varphi = 0{,}00262$	2	47	50	167,25	8,00	0,046	0,95				
7						12,00	0,043	0,93				
8						16,00	0,035	1,15				
9						20,00	0,045	1,25				
10						24,00	0,057	1,15	2	50	50	168,52
11		2	51	55	169,20	12,00	0,057	1,70				
12						16,00	0,045	1,68				
13						20,00	0,058	1,97				
14						24,00	0,068	2,00	2	55	30	172,00

Wie aus den angegebenen Werten zu ersehen ist, sind die einzelnen Querschnitte berechnet, dann ein Mittelwert ermittelt worden.

Die Stromgeschwindigkeit ist:

$$v = \frac{\mathfrak{Q}}{F}$$

und

$$v = \sqrt{\frac{2g}{\sigma}}\, r\varphi,$$

worin bezeichnet:

g die Beschleunigung durch die Schwere = 9,81 m/sek.,

φ das Gefälleverhältnis der Rinne,

r den hydraulischen Radius des Querschnittes.

Setzen wir:

$$\sqrt{\frac{2g}{\sigma}} = \varkappa$$

woraus:

$$v = \varkappa \sqrt{r\varphi} \qquad (3)$$

oder

$$\varkappa = \frac{v}{\sqrt{r\varphi}}$$

Die mittleren Geschwindigkeitsziffern $\varkappa$ sind in der letzten Spalte jeder Tabelle eingetragen.

Kaiserplatz 3.

28.) Straßenrinne asphaltiert (Stampfasphalt.)

Wassermenge $\mathfrak{Q}$	Mittlerer Rinnen-Querschnitt F	Mittlere Wassergeschwindigkeit v	Mittlerer benützte Umfang u	Hydraul. Radius r	$\sqrt{r}$	$\varkappa = \frac{v}{\sqrt{r}\varphi}$	Bemerkungen
Liter/sek.	qm	m/sek.	m	m	$m^{1/2}$		
2,75	0,0120	0,229	0,54	0,0220	0,149	30,30	
7,06	0,0279	0,253	1,13	0,0262	0,162	30,64	
14,55	0,0568	0,256	1,90	0,0298	0,173	29,10	

Nach der neueren Formel von Bazin:

$$\varkappa = \frac{87}{1 + \frac{\gamma}{\sqrt{r}}}, \tag{4}$$

woraus der Wert des Rauhigkeitsgrades ist:

$$\gamma = \frac{\sqrt{r}}{\varkappa}(87 - \varkappa) \tag{5}$$

Nach der Formel von Ganguillet und Kutter:

$$\varkappa = \frac{23 + \frac{1}{\nu} + \frac{0.00155}{\varphi}}{1 + \left(23 + \frac{0.00155}{\varphi}\right)\frac{\nu}{\sqrt{r}}} \tag{6}$$

Für eine bestimmte Straßenrinne ist der Ausdruck:

$23 + \frac{0.00155}{\varphi}$ konstant $= c$, und (6) wird:

$$\varkappa = \frac{c + \frac{1}{\nu}}{1 + \frac{c\nu}{\sqrt{r}}}$$

oder

$$\frac{c\,\alpha}{\sqrt{r}}\,v^2 + (\alpha - c)\,v - 1 = 0 \qquad (7)$$

Straßen	$\sqrt{r}$	α	Rauhigkeitsgrad nach Bazin				
			Teilwert γ	Mittelwert γ	Differenzen	Absolute Summe der Differenzen	Differ. %
Habsburgerstr.	0,134	21,80	0,402		— 0,107		
„	0,149	40,30	0,178		+ 0,113		
„	0,158	29,60	0,306	0,295	— 0,011	0,210	71,2
Römerstr. 4	0,127	26,78	0,285		— 0,000		
„	0,148	34,40	0,226		+ 0,059		
„	0,166	33,50	0,265		+ 0,020		
„	0,181	28,90	0,364	0,285	— 0,079	0,138	48,5
Wilhelmstr.	0,104	25,62	0,244		— 0,070		
„	0,154	28,00	0,325		— 0,011		
„	0,188	28,19	0,395		— 0,078		
„	0,198	33,60	0,315	0,314	— 0,001	0,148	47,2
Kaiserstr. 25	0,129	10,88	0,896		— 0,456		
„	0,176	27,20	0,387		+ 0,053		
„	0,199	40,50	0,229		+ 0,111		
„	0,215	40,30	0,250	0,440	+ 0,190	0,646	147,0
Kaiserstr. 35	0,134	21,70	0,400		— 0,066		
„	0,154	32,62	0,256		+ 0,078		
„	0,161	27,70	0,345	0,334	— 0,009	0,144	43,2
Kaiserplatz 3	0,149	30,30	0,278		+ 0,029		
„	0,162	30,64	0,298		+ 0,009		
„	0,173	29,10	0,344	0,307	— 0,037	0,066	21,5

Aus dieser Tabelle kann man ersehen, wie die Teilwerte des Rauhigkeitsgrades einer Straßenrinne sowohl nach Bazin wie nach Ganguillet und Kutter von dem Mittelwerte abweichen. Weil die betreffenden prozentualen Differenzen nach der Formel von Bazin bedeutend größer als die nach Ganguillet

Die Teil- und Mittelwerte von γ aus Gleichung (5) und ν aus Gleichung (7) sind für alle Straßenrinnen in folgender Tabelle eingetragen:

Rauhigkeitsgrad nach Ganguilett und Kutter					Bemerkungen
Teilwert ν	Mittelwert ν	Differenzen	Absolute Summe der Differenzen	Differ. %	
0,0165		— 0,0020			
0,0126		+ 0,0019			
0,0144	0,0145	— 0,0001	0,0039	27,0	
0,0154		— 0,0013			
0,0126		+ 0,0015			
0,0131		+ 0,0010			
0,0151	0,0141	— 0,0010	0,0028	19,8	
0,0127		+ 0,0016			
0,0137		+ 0,0006			
0,0163		— 0,0020			
0,0147	0,0143	— 0,0004	0,0036	25,6	
0,0191		— 0,0036			Die Annahme, daß der Querschnitt d. Rinnensohle wagrecht ist, was in Wirklichkeit nicht zutrifft, macht sich besonders bei der geringeren Wassermenge fühlbar. (Kaiserstr. 25, erster Querschnitt.)
0,0160		— 0,0005			
0,0137		+ 0,0018			
0,0132	0,0155	+ 0,0023	0,0069	44,5	
0,0164		— 0,0014			
0,0132		+ 0,0018			
0,0155	0,0150	— 0,0005	0,0032	21,3	
0,0135		+ 0,0003			
0,0128		+ 0,0010			
0,0152	0,0138	— 0,0014	0,0024	17,4	

und Kutter sind, so kann man ersehen, daß die letztere Formel für die in Betracht kommenden Rauhigkeitswerte sich am besten zu eignen scheint.

Alle untersuchten Straßenrinnen seien hier kurz zusammengestellt (Abb. 25—28):

	Fahrdammbreite	Gefälle	Pflaster	Datum der Herstellung	Wassermenge	γ (Ganguill) u. Kutter.
	m				Liter/sek.	
Habsburgerstraße (Ecke Hohenstaufenstr.)	8,00	0,00619	Granitreihen diag.	vor 10 Jahren	1,56– 7,38	0,0145
Römerstraße 4	10,00	0,00610	„ „	—	1,39–15,56	0,0141
Wilhelmstraße (Ecke Ainmillerstr.)	8,00	0,00341	Kleinpflast. facherf.	„ 5 „	0,44–20,00	0,0143
Kaiserstraße 25	9,30	0,00133	„ „	„ 2 „	0,22–18,74	0,0155
Kaiserstraße 35	9,30	0,00287	Stampfasphalt	„ 1 „	1,06– 8,19	0,0150
Kaiserplatz 3	7,80	0,00268	„	„ 1 „	2,75–14,55	0,0138

Abb. 25.
Römerstr. u. Habsburgerstr.

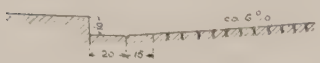


Abb. 26.
Wilhelmstr.

Abb. 27.
Kaiserstr. 25.

Abb. 28.
Kaiserstr. 35 u. Kaiserpl. 3.

Aus diesen Zahlen kann man folgende Schlußsätze ziehen:

1. Der Rauhigkeitskoeffizient ist mit der Art der Pflasterung veränderlich.

2. Der Rauhigkeitskoeffizient ist für dieselbe Pflasterart von der Gleichmäßigkeit der gepflasterten Fläche abhängig.

3. Die Rauhigkeitskoeffizienten für die untersuchten Straßenrinnen mit verschiedenen Pflasterarten unterscheiden sich nicht allzusehr voneinander. Dieser Koeffizient zeigt, daß die untersuchten Straßenrinnen rauher als die Kanalwände aus behauenen Quadersteinen oder gut ausgefugten Ziegelsteinen, und glatter als die aus Bruchsteinen hergestellten Kanalwände sind.

3. Studium eines theoretischen Rinnenprofils.

Gewöhnlich wird der Fahrdamm einer Straße als Kreiszylinder hergestellt, aber infolge der geringen Wölbung, kann man den Kreisbogen BCD (Abb. 29) als Parabel mit dem Scheitel in C betrachten. Die Böschungen AB und ED erhalten in der Praxis verschiedene Neigungen, je nach der Tiefe der Rinne, dem Material der Pflasterung u. s. w.

Setzen wir:

$$\overline{AG} = \frac{1}{3}\,\overline{GB}$$

Der Einfachheit wegen kann man annehmen, daß A, C und E auf demselben Niveau liegen.

$$\overline{CJ} = a$$

$$\overline{BD} = b$$

Wenn die Querneigung der Bürgersteige nicht berücksichtigt wird und der höchste Wasserstand in der Straßenrinne ACE sein soll, so kann man sich die Frage stellen: Wie groß ist die Stadtfläche, die durch eine Straßenrinne unter diesen Umständen oberirdisch entwässert werden kann?

Der Ausdruck des Flächeninhaltes GCB ist:

$$f_1 = \frac{ab - \frac{2}{3}\,ab}{2} = \frac{1}{6}\,ab.$$

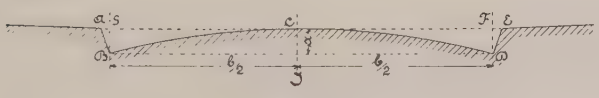


Abb. 29.

Der Ausdruck des Flächeninhaltes AGB:

$$f_2 = \frac{1}{6}\,a^2$$

$$F = f_1 + f_2 = \frac{a}{6}\,(a + b). \qquad (8)$$

In Abb. 30 sind die Werte von F für Rinnentiefen von 0,00 m bis 0,50 m und Fahrdammbreiten von 6—14 m eingetragen.

Wenn die Parabel, wie gewöhnlich, sehr flach ist, so ist die Bogenlänge BC nahezu gleich ihrer horizontalen Projektion:

$$u_1 = \frac{b}{2}\left[1 + \frac{2}{3}\left(\frac{a}{\frac{b}{2}}\right)^2 - \frac{2}{5}\left(\frac{a}{\frac{b}{2}}\right)^4\right]$$

Weil:

$$\frac{a}{\frac{b}{2}} < 0{,}1,$$

so ist:

$$\left(\frac{a}{\frac{b}{2}}\right)^2 < 0{,}01,$$

und, ohne die Genauigeit der Berechnung zu beeinflußen, kann man setzen:

$$\overset{\frown}{BC} = u_1 = \frac{b}{2}.$$

$$DE = u_2 = \frac{a}{3}\sqrt{10}.$$

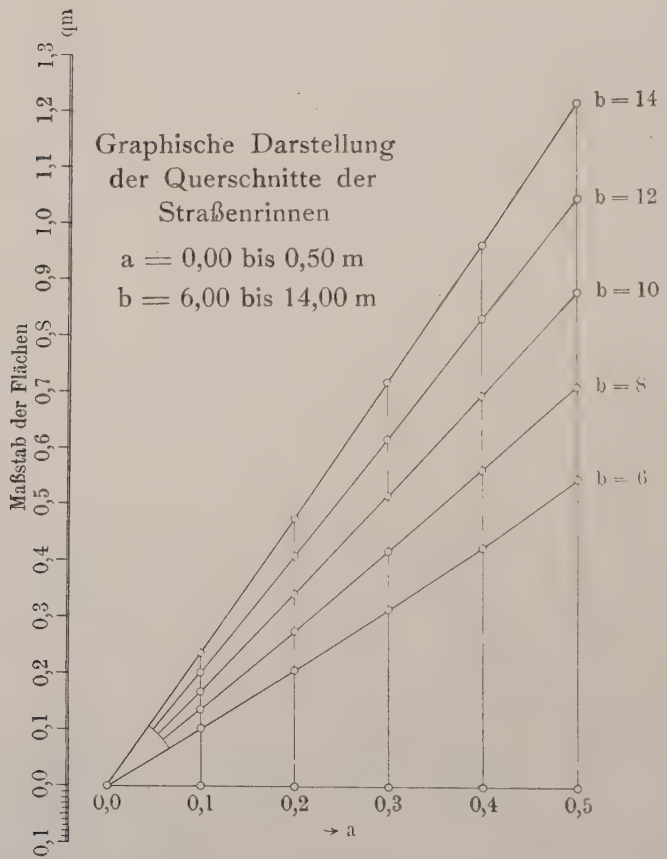


Abb. 30.

Der benetzte Umfang:

$$u = u_1 + u_2$$
$$= \frac{b}{2} + \frac{a}{3}\sqrt{10}. \qquad (9)$$

Der hydraulische Radius:

$$r = \frac{F}{u} = \frac{a(b+a)}{3b + 2a\sqrt{10}}. \qquad (10)$$

Die Wassermenge: $\mathfrak{Q} = F\,v$

Aus (3): $\mathfrak{Q} = F\,\varkappa\,\sqrt{r\varphi}$

Ersetzen wir den Wert von $\varkappa$ aus der Gleichung (6), so erhalten wir:

$$\mathfrak{Q} = \frac{23 + \frac{1}{\nu} + \frac{0{,}00155}{\varphi}}{1 + \left(23 + \frac{0{,}00155}{\varphi}\right)\frac{n}{\sqrt{r}}}\sqrt{r\varphi}\,F. \qquad (11)$$

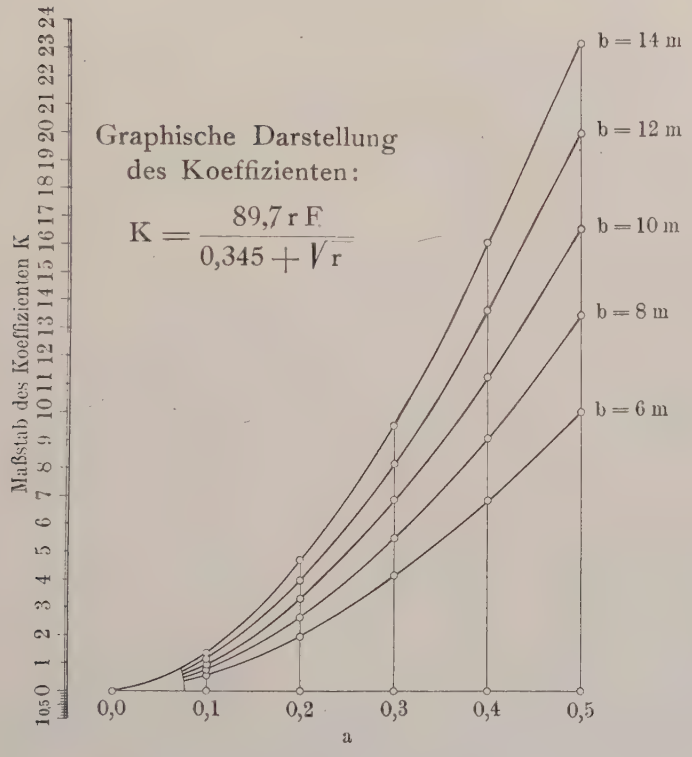


Abb. 31.

Weil Straßen, die für die oberirdische Entwässerung benützt werden, nicht zu kleine Gefälle haben sollen, wird der Wert von:

$$\frac{0{,}00155}{\varphi}$$

im allgemeinen kleiner als 0,5 sein und der Einfachheit wegen vernachlässigt werden dürfen.

$$\mathfrak{Q} = \frac{\left(23 + \frac{1}{\nu}\right)r}{23\nu + \sqrt{r}}\sqrt{\varphi}\,F. \qquad (12)$$

Dieser Ausdruck hat dieselbe Struktur wie die abgekürzte Formel von Kutter.

Wenn $\nu = 0{,}015$,

dann erhalten wir:

$$\mathfrak{Q} = \frac{89{,}7\, r\, F}{0{,}345 + \sqrt{r}} \sqrt{\varphi} \qquad (13)$$

Man kann schreiben:

$$\frac{89{,}7\, r\, F}{0{,}345 + \sqrt{r}} = K. \qquad (14)$$

Die verschiedenen Werte des Koeffizienten K sind für Fahrdammbreiten von 6—14 m und Rinnentiefen bis 0,5 m zuerst analytisch berechnet und nachträglich in der Abb. 31 eingetragen worden.

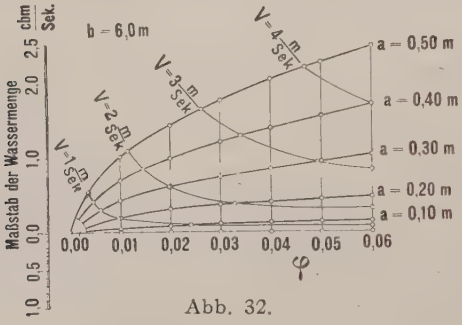


Abb. 32.

Mit Hilfe der Formel:

$$\mathfrak{Q} = K \sqrt{\varphi} \qquad (15)$$

sind in den folgenden Abbildungen 32—35 die Wassermengen für die gegebenen Straßenrinnen und zu den Straßengefällen bis zu 6% graphisch aufgetragen. (Q wächst nach einer Parabel für zunehmende Werte von φ.) In diesen Abbildungen sind auch die Niveaukurven gleicher Geschwindigkeit eingetragen. Diese Kurven sind aus der Formel: $v = \frac{\mathfrak{Q}}{F}$ berechnet worden.

4. Die Größe der entwässerten Stadtfläche.

Die oberirdisch zu entwässernden Stadtgebiete sind im allgemeinen abgelegene Viertel größerer Städte oder kleinere Städte und Ortschaften. Sowohl bei ersteren wie bei letzteren ist die Bebauung meistens offen, wobei von der abfallenden Wassermenge bekanntlich ein großer Teil versickert und verdunstet und nur ein kleiner Bruchteil zum Abfluß gelangt. Wie groß Regenstärke und Regendauer anzunehmen sind und welcher Teil des Niederschlages in die Straßenrinnen abfließt, das ist bei der Projektierung von Fall zu Fall zu bestimmen.

Wenn man sich auf eine der Örtlichkeit entsprechende Regenkurve (Abb. 32) bezieht und, um sich einen Anhaltspunkt zu ver-

schaffen, beispielsweise eine Regenstärke von 120 sek.l/ha zu Grunde legt und die Annahme zulässig ist, daß davon nur ein Drittel in die Straßenrinnen gelangt, so ist die abfließende Wassermenge 40 sek.l/ha. Aus den Abbildung. 32—35 kann man die Größe der entwässerten Stadtfläche auf Grund dieser Voraussetzung ermitteln.

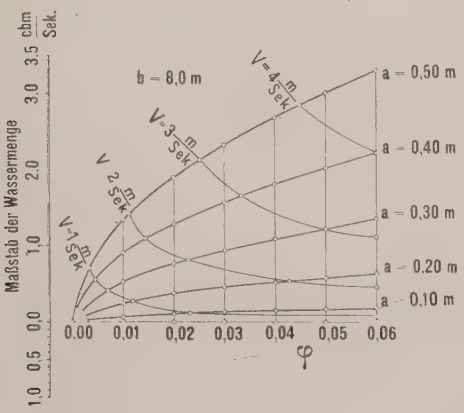


Abb. 33.

Daraus kann man ersehen, daß mit mäßig tiefen Rinnen verhältnismäßig große Stadtflächen entwässert werden können.

So zum Beispiel durch eine Straßenrinne, wobei

$$a = 0{,}30 \text{ m},$$
$$b = 8{,}00 \text{ m},$$
$$\varphi = 0{,}02 \text{ m},$$
$$\mathfrak{Q} = 0{,}94 \text{ cbm/sek.},$$

ca. $\frac{940}{40} = 23{,}5$ ha Stadtfläche entwässert werden. Beträgt die Einwohnerzahl 100 pro ha, so wird es möglich, ein Stadtviertel, welches von 2350 Einwohnern bewohnt ist, durch die vorgenannte Straßenrinne oberirdisch zu entwässern.

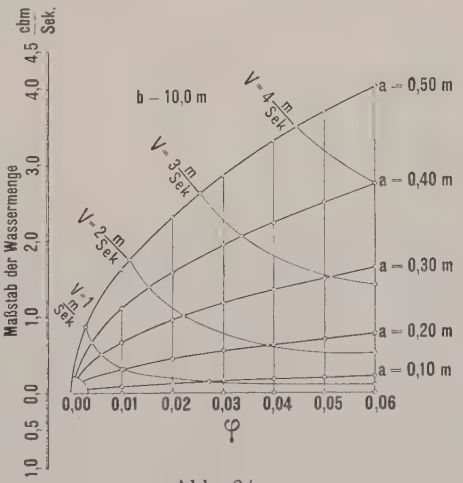


Abb. 34.

Betragen die Tiefen der an einer derartigen Straße liegenden Baublöcke 150 m, so kann man das Regenwasser auf einer Straßenlänge von

$$\frac{23{,}5 \times 10\,000}{150} = 1600 \text{ m}$$

oberirdisch abfliessen lassen.

E. Oberirdische Regenwasserabführung und Straßenverkehr.

1. Fuhrwerke.

Der Fuhrwerksverkehr wird erstens durch die Querrinnen an den Straßenkreuzungen und zweitens durch den Wasserstrom bei heftigem Regen beeinträchtigt. Der erste Fall macht sich desto bemerkbarer, je tiefer die Rinnen angelegt sind und je geringer das Gefälle der Straßen ist; denn in Städten, deren Straßen und deren Umgebung kein besonderes Gefälle haben, wird man die Zugkraft der Fuhrwerke im allgemeinen nicht zu groß bemessen.

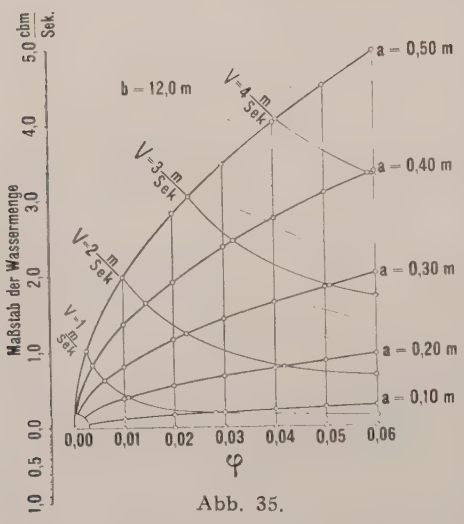


Abb. 35.

Die für das Überfahren der Straßenrinnen nötige Zugkraftvermehrung läßt sich auf folgende Weise ermitteln: Ein vierrädiges Fuhrwerk mit Zugtierbespannung, in der Abb. 36 schematisch angedeutet, soll über die Rinne ABC (deren Böschungen AB und BC der Einfachheit wegen geradlinig angenommen sind) fahren.

Bei den gewöhnlichen Rinnen kann man annehmen:

$$\lambda_1 + \lambda_2 > l_2 > \lambda_2 > \lambda_1 > l_1.$$

In diesem Fall ist der Ausdruck der Zugkraft für die Lage (1):

$$Z_1 = 2\,k\,P + (Q + P)\,\mathrm{tg}\,\alpha_1 - P\,\mathrm{tg}\,\alpha_2, \qquad (16)$$

(wobei k der Widerstandskoeffizient der Bewegung ist).

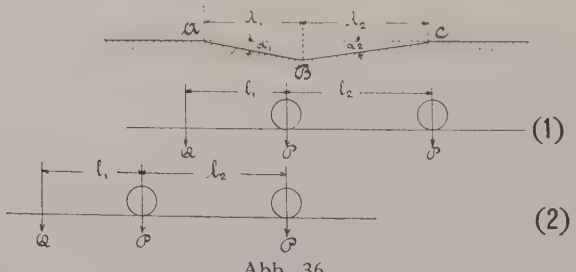


Abb. 36.

Wenn: $\alpha_1 = \alpha_2 = \alpha_r$

wird (16): $Z_1 = 2\,k\,P + Q\,tg\,\alpha_r.$

Für die Lage (2):

$$Z_2 = 2\,k\,P + P\,tg\,\alpha_r. \qquad (17)$$

Da $P > Q$, so ist $Z_2 > Z_1$.

Wenn die Straßenneigung α_s ist, so wird die entsprechende Zugkraft: $Z_s = 2\,k\,P + (2\,P + Q)\,tg\,\alpha_s.$ (18)

Die Neigungsgrenze richtig angelegter Straßenrinnen ergibt sich aus folgendem Vergleich:

$$Z_2 \leq Z_s$$

oder $$2\,k\,P + P\,tg\,\alpha_r \leq 2\,k\,P + (2\,P + Q)\,tg\,\alpha_s.$$

Daraus bekommt man:

$$tg\,\alpha_r \leq \left(2 + \frac{Q}{P}\right) tg\,\alpha_s.$$

Wenn: $$\frac{Q}{P} = 0{,}2$$

so wird: $$tg\,\alpha_r = 2{,}2\,tg\,\alpha_s.$$

Für	$tg\,\alpha_s =$	0,01	0,02	0,03	0,04	0,05
ist	$tg\,\alpha_r =$	0,022	0,044	0,066	0,088	—,—

Für Motorwägen ist: $Q = 0.$

Wenn die Achsen gleichmäßig belastet sind erhalten wir:

$$tg\,\alpha_r < 2\,tg\,\alpha_s.$$

Dazu kommt allerdings noch ein weiterer Umstand, nämlich die Geschwindigkeit der Fuhrwerke, die verschiedene Teile des Wagens durch den verursachten Stoß mit der Zeit verderben könnte. Es ist aber bekannt, daß man in letzter Zeit bestrebt ist, besondere Straßen anzulegen, auf welchen die Autowägen mit größerer Geschwindigkeit fahren können. In solchen Straßen wird man selbstverständlich keine Querrinnen bauen. In den Nebenstraßen, sowie bei den Straßenkreuzungen sind die Wagenführer ohnedies polizeilich verpflichtet, langsam zu fahren.

Weiter zu berücksichtigen wären zweirädrige Wägen. Das vorher angewandte Verfahren würde in diesem Falle ergeben:

$$tg\,\alpha_r = tg\,\alpha_s.$$

Derartige Wägen kommen in unseren Gegenden jedoch selten vor.

Dazu muß berücksichtigt werden, daß Zugtiere, normaler Weise auf kurze Zeit, eine doppelte Zugkraft ohne Nachteil entwickeln können.

Was die Verhinderung des Wagenverkehrs durch den in den Rinnen abfließenden Regenwasserstrom anbelangt, so ist zu bemerken, daß nach der von uns gemachten Annahme der Wasserstand höchstens bis zum Scheitel des Fahrdammbogens gelangen kann. Bei diesem Wasserstand wird der Verkehr nicht gehindert. Das Eintauchen der Wagenräder in die mit Wasser gefüllten Querrinnen ist für den Wagenverkehr unangenehm; aber in der Praxis kommen selten solche heftige Regen vor, was später bewiesen werden soll (S. 43).

2. Fußgänger.

Der Fußgängerverkehr könnte durch den Regenwasserabfluß in den Straßenrinnen, wenigstens in zwei sich kreuzenden Straßen, bei einem Sturmregen unterbrochen werden. Wir können annehmen, daß diese Unterbrechung eintreten wird, wenn die offene Rinne mehr als die Hälfte der größten bei der Berechnung ihr zu Grunde gelegten Wassermenge abführen soll.

$$\frac{p_r}{2} = \frac{120}{2} = 60 \text{ sek.l/ha.}$$

Es erübrigt, nach den statistischen Angaben festzustellen, wie oft solche heftige Niederschläge stattfinden.

Frühling gab im Jahre 1894 die folgende Tabelle heraus:

Berlin 1884—1893.

Beobachtungsstation: Landwirtschaftliche Hochschule:

Regenstärke in sek.l/ha	Gesamtdauer in Minuten
55,6 bis 69,4	339
70,0 „ 83,3	154
84,0 „ 111,1	133
112,0 „ 138,9	63
140,0 „ 166,0	80
> 166,6	76
	Summe: 845

Das bedeutet 14,08 Stunden im ganzen oder 1,4 Stunden jährliche Verkehrsunterbrechung.

Bodenseher gibt eine Zusammenstellung von zehn Jahren:

Wien 1889—1898.

Beobachtungsstation: Hohe Warte.

Regenstärke in sek.l/ha	Gesamtdauer in Minuten
50 bis 70	599
71 „ 90	321
91 „ 110	219
111 „ 140	140
141 „ 170	156
> 170	150
	Summa: 1585

Es ergeben sich 26,4 Stunden in zehn Jahren oder 2,6 Stunden pro Jahr.

E. Dobel gibt eine Zusammenstellung für Stuttgart aus den Jahren 1895—1903 für die Regenfälle mit größerer Regenstärke als 37 sek.l/ha. Berücksichtigt man nur die Regenfälle, wo die Regenstärke größer wie 45 sek.l/ha war, so erhält man eine Gesamtregendauer von 2019 Minuten oder 35,15 Stunden im ganzen, also pro Jahr 1,26 Stunden.

Aus diesen Daten, die übereinstimmend Mittelwerte für die Dauer der Sturzregen enthalten, ersieht man, daß durch den Regenabfluß der Verkehr bei zweckmäßig angelegten Rinnen wenig beeinträchtigt wird.

Literatur.

1. Frühling: Zivilingenieur 1894, S. 539 und 623.
2. Bodenseher: Zeitschr. des Österr. Ingenieur- und Archit. Vereins 1900, Nr. 16.
3. Dobel, E.: Kanalisation von Stuttgart, dortselbst 1903.
4. Büsing: Gesundheits-Ingenieur 1903, S. 89.

F. Oberirdische Regenwasserabführung und Straßenbefestigung.

In manchen Städten hat man beobachtet, daß das Straßenpflaster durch den oberirdisch abfließenden Regenwasserstrom beschädigt wird. Wie die Beschädigung stattfindet, kann man sich leicht vorstellen. Infolge der großen Schleppkraft des Stromes werden die Fugen der Pflastersteine durchweicht, die Steine selbst gelockert und herausgerissen. Das geschieht meistens bei der Pflasterung mit kleinen Steinen oder wenn die Fugen breit und unregelmäßig sind. Die gewöhnliche und auch die Mac Adam Chaussierung wird im Anfang durchgeweicht und das Material dann fortgeschwemmt. Bei allen durchlässigen Straßenbefestigungen dringt das Wasser, bei längerem Abfluß, langsam durch die Fugen und verursacht, wenn es schmutzig ist, eine allmähliche Verschlammung der Unterbettung. Am wenigsten leiden unter diesen Übelständen die undurchlässigen Pflasterungen, wie jene mit Granitsteinen, deren Zwischenfugen mit Asphalt ausgegossen sind, dann Quarrittepflaster, Vulcanolplatten u. s. w. Die asphaltierten Straßen vertragen auch keine große Feuchtigkeit. Übrigens kommen derartige Straßen für die oberirdische Abführung des

Regenwassers nicht so sehr in Betracht, da sie mit geringem Gefälle angelegt werden müssen.

Um den Vorgang des Mitschleppens verschiedener Materialien von einem Wasserstrome quantitativ zu schätzen, hat man ihn früher in Zusammenhang mit der Stromgeschwindigkeit gebracht. Bei den zum städtischen Tiefbau gehörenden Fragen ist die mittlere Geschwindigkeit des Wasserstromes verhältnismäßig leicht festzustellen. Bekanntlich aber besitzen die Wasseradern eines Stromes verschiedene Geschwindigkeiten. Insbesondere die Sohlengeschwindigkeit, welche in diesem Falle die größte Bedeutung hat, ist sehr schwierig zu ermitteln. In der Theorie des Flußbaues hat man infolge dieser Schwierigkeit den Begriff der „Schleppkraft“ eingeführt. Dieser Begriff ist von du Buat zuerst festgestellt und von du Boys seiner Theorie der Geschiebeführung zu Grunde gelegt worden.

Der Ausdruck der Schleppkraft eines Wasserstromes ist:

$$S_0 = 1000\, t_0\, \varphi \text{ kg/qm},^*)$$

worin: 1000 die Schwere des cbm Wassers ist,

φ das Wasserspiegel-Gefällverhältnis,

t_0 die Tiefe, bei der, unter dem Gefällverhältnisse φ, die Sohle eben noch Stand hält.

Die Werte von φ und t_0 sind im allgemeinen leicht zu messen.

Um das Gleichgewicht der Sohlenkörper eines Wasserstromes zu zerstören und sie in Bewegung zu setzen, ist es notwendig, daß die Schleppkraft einen Grenzwert übersteigt, der von der Art der Sohlenmaterialien, von der Cohäsion und dem Gewicht derselben bedingt ist.

Nach den Beobachtungen von Herrn Prof. Franz Kreuter ist S_0 für groben Sand 0,6—0,7 kg/qm. Diese Werte sind sehr wichtig für die Reinhaltung der Straßenrinnen, weil bei dieser Schleppkraft die Sandauflagerungen vermieden werden können.

Für den Kies ändert sich S_0 mit der Größe dieses Materials. Für das Kalkgeschiebe der Isar unterhalb München bis gegen Freising und für den Kies im Inn bei Terfens zwischen Innsbruck und Kufstein ist S_0 im Mittel 3 kg/qm. Bei der Straßenbefestigung mit Kies und Steinschotter wird dieses Material sowohl bei der

*) In dem Ausdruck von S_0 tritt die Tiefe t nicht als Druckhöhe, sondern als die Höhe eines Wasserprismas von 1 qm Grundfläche und der Maße $\frac{1000\, t}{g}$.

Herstellung wie nachträglich durch den Wagenverkehr kräftig gestampft und seine Cohäsion sehr vergrößert. Infolgedessen wäre es möglich, von Fall zu Fall mit höheren Schleppkräften zu rechnen.

Die Grenzen der Schleppkraft für die Straßenbefestigung mit Formsteinen, Stampfasphalt, Teermakadam etc. sind noch nicht systematisch beobachtet worden. Von der Beschädigung derartiger Pflasterarten durch den Regenwasserstrom hört man aber kaum, was darauf zurückzuführen ist, dass diese Materialien bei den in der Praxis in Betracht kommenden Rinnentiefe und Gefällsverhältnis einen genügenden Widerstand besitzen.

Die bei den Kanälen von du Buat und anderen ermittelten Zahlen der Sohlengeschwindigkeit wollen hier, der Vollständigkeit halber, erwähnt werden.

V_0 Sohlengeschwindigkeit (in m/sek)	Material, welches dieser Sohlengeschwindigkeit widersteht
0,914	abgerundete Kiesel
1,220	eckige Kiesel
1,520	weiche Schieferkonglomerate
1,830	geschichtete Felsen
3,050	ungeschichtete harte Felsen.

Mit welchen von diesen Sohlenmaterialien das Straßenpflaster zu vergleichen ist, wird man von Fall zu Fall entscheiden.

In den Straßen mit größeren Gefällen empfiehlt es sich, die Straßenbefestigung sowohl mit Rücksicht auf den Verkehr wie auf die Widerstandsfähigkeit gegen die Schleppkraft auszuwählen.

Literatur.

1. Kreuter Fr.: Der Flußbau (Handb. d. J. W. III. Teil, VI. Bd.), Leipzig 1910.
2. Knauff: Die Entwässerung von Lissa i. P. (Gesundheits-Ingenieur 1911, Nr. 5).
3. Thiem: Kanalisation von Suczeava in der Bukowina (Zeitschr. d. Vereins österr. Ing. u. Arch. Dez. 1912).
4. Schlotthauer: Wasserkraft und Wasserversorgungsanlagen, München 1906.

G. Oberirdische Abführung und Reinhaltung der Vorfluter.

Wie aus dem Kapitel „Beschaffenheit des Regenwassers“ (S. 10) zu ersehen ist, enthält das abfließende Regenwasser manchesmal größere Mengen ungelöster wie gelöster Bestandteile. Da diese Bestandteile meistens anorganischer Natur sind und die Fäulnisfähigkeit des Regenwassers sehr gering ist, wird eine gründliche Reinigung des Regenwassers überflüssig. Jedoch kann die unmittelbare Einführung dieses Wassers in Vorfluter Übelstände verursachen, wie Verschlammung der schiffbaren Flüsse und Kanäle sowie eine Beeinträchtigung der Fischzucht u. s. w.

In den meisten Fällen wird ein Sandfang genügen, um die schweren, ungelösten Stoffe (hauptsächlich Sand aus dem Straßenpflaster) zurückzuhalten. Die Geschwindigkeit des Wassers, die bekanntlich beim Sandfänger zwecks Ausscheidung herabgemindert wird, ist maßgebend für den Querschnitt des Sandfanges. Der Fassungsraum des Sandfanges soll mit Rücksicht auf die in einer bestimmten Zeit aufzunehmenden Materialmengen bemessen werden. In Städten und Ortschaften, wo die Straßenreinigung mangelhaft ist, und infolgedessen das abfließende Regenwasser viele an der Oberfläche schwimmende Stoffe enthält, wird sich auch eine aus Bohlen bestehende Tauchwand empfehlen, um diese Stoffe zurückzuhalten.

Weil das Regenwasser in der Regel auf dem kürzesten Weg in die Vorfluter gelangen soll und größere Sammler nach Möglichkeit vermieden werden sollen, so werden Sandfänge kleineren Umfanges ganz zweckmäßig sein. Wird das Wasser durch einen besonderen oberirdischen Kanal in den Fluß eingeleitet, so wird der Sandfang nur aus einer Verbreitung und Vertiefung des Kanals bestehen. Wo das Wasser bis zum Flußufer durch die Straßenrinnen abfließt und wegen der Schonung der Ufer eine Unterführung des Wassers notwendig ist, wird man einen unterirdischen Sandfang, bestehend aus einer unterirdischen Kammer mit mehreren Reinigungsöffnungen, anlegen. Das Entfernen des Sandes wird keine maschinelle Anlage erfordern und am besten durch Arbeiter erfolgen. Diese Arbeit soll nach jedem stärkeren Regen stattfinden.

In den Städten, wo die oberirdische Abführung durchaus provisorischen Charakter hat und der Bau einer unterirdischen Regenwasserleitung bevorsteht, soll man in Erwägung ziehen,

ob es nicht zweckmäßig wäre, die Sandfänger in ihrer künftigen Gestalt einzubauen und schon mit der oberirdischen Abwässerung in Betrieb zu nehmen.

Eine weitere Behandlung des Regenwassers ist erforderlich, wenn es stark verunreinigt oder wenn es infolge des Mangels einer geeigneten Vorflut zur Versickerung gebracht werden soll (Schmargendorf bei Berlin). Dies im besonderen Klärbecken gereinigte Wasser wird neuerdings auch zur Bewässerung von Fischteichen verwendet.

Literatur.

1. Büsing: Die Städtereinigung, Stuttgart 1897 und 1901.
2. Reichle: Die Behandlung und Reinigung der Abwässer, Leipzig 1910.
3. Gerhardt O.: Fischwege und Fischteiche, Handb. d. J. W. Bd. II, Kap. III, Leipzig 1904.

H. Nutzbarmachung des im Stadtgebiete gefallenen Regenwassers.

In wasserarmen Ländern wird das Regenwasser aufgesammelt und zu Genußzwecken gebraucht. Neuerdings wird dieses Wasser durch Errichtung von Talsperren in großen Becken aufgespeichert und zur Versorgung ganzer Städte gebraucht. Wenn die betreffenden Abflußgebiete nicht bewohnt sind, ist das Talsperrenwasser relativ rein und wird direkt wie in einigen amerikanischen Städten oder nach einer geringen Reinigung in das städtische Versorgungsnetz eingeleitet.

Das auf Stadtgebiet fallende Regenwasser ist, mit Ausnahme des Cisternenwassers, wegen seiner Verunreinigung, zum Hausgebrauch nicht verwendbar. Bekanntlich aber werden jährlich in den modernen Städten große Mengen Wasser zur Straßenreinigung, Straßenbesprengung und zum Begießen der öffentlichen Anlagen benützt, wobei die hygienischen Anforderungen des angewandten Wassers geringere sind. Da die Kosten des hygienisch einwandfreien Wassers sich unter Umständen sehr hoch stellen, hat man oft eine besondere Versorgungsleitung gebaut und mit rohem Flußwasser bestellt. Ebenso zweckmäßig wie das Flußwasser könnte das auf die Stadtfläche gefallene Regenwasser zu gleichen Zwecken

Verwendung finden.*) Dieses Wasser hat außerdem den Vorzug, daß es in verschiedenen Stadtgebieten und eventuell an der Verbrauchsstelle selbst aufgespeichert werden kann. Dies würde die Zurückhaltung der gröberen ungelösten Teile des Abflusses und eine mehr oder weniger gründliche Klärung erfordern. Jedenfalls wird die Anlegung größerer Behälter zur Aufspeicherung des Wassers notwendig.

Zur Ansammlung des städtischen Regenwassers in sogen. Rückhaltbecken ist man auch aus dem Grunde übergegangen, um den Wasserabfluß in den Entwässerungsleitungen auszugleichen und so kleinere Lichtweiten zu erhalten. Dasselbe gilt bei der oberirdischen Abführung für die oberirdischen Abflußkanäle derselben Rückhaltbecken. Derartige Becken werden am zweckmäßigsten offen angelegt. Dazu werden womöglich zur Bebauung ungeeignete Flächen bestimmt, die in Anlagen umgewandelt werden und manchesmal reizende Wasserlandschaften und Städtebilder entstehen lassen. Im Sommer können diese Teiche zum Bootfahren und im Winter zum Eislaufen benützt werden. In anderen Fällen können diese Wasserbecken als Fischteiche angelegt werden.

Die Herstellung verdeckter Behälter zur Aufspeicherung des Regenwassers an den Stellen, wo keine freien Flächen zur Verfügung stehen, ist kostspielig und kann bei der oberirdischen Entwässerung, wobei die Kostenfrage in den Vordergrund tritt, kaum in Erwägung gezogen werden.

Literatur.

1. Kreuter Fr.: Amerikanische Wasserwerke (Sonderabd. Z. V. d. J.), Berlin 1897.
2. Ziegler: Der Talsperrenbau, Berlin 1900.
3. Stübben: Städtebau, Darmstadt 1910.
4. Mitteilungen der Kgl. Prüfungsanstalt für Wasserversorgung und Abwasserbeseitigung, Heft 10, Berlin 1911.
5. Brix: Kanalisation und Städtebau (Städtebauliche Vorträge), Berlin 1911.

*) In den städtischen Anlagen und Gärten kann man mit Mist und Jauche düngen ohne Bedenken und anscheinend auch ohne üble Folgen (Schw. Wasserwirtschaft 1913 S. 189).

J. Wirtschaftlichkeit der oberirdischen Regenwasserabführung.

In allen Städten und Ortschaften ist es eine mehr oder weniger dringende hygienische Forderung, das Brauchwasser durch unterirdische Leitungen so schnell als möglich abzuführen. Was die Abführung des Regenwassers anbelangt, so ist das mehr eine technisch wirtschaftliche und gewissermaßen ästhetische Forderung. Infolgedessen wird das Regenwasser je nach den lokalen Verhältnissen oberirdisch oder unterirdisch abgeführt.

Im folgenden soll die Wahl eines Kanalisationssystems, wobei die oberirdische Abführung in Betracht kommen würde, im Zusammenhang mit den wirtschaftlichen und demographischen Verhältnissen einer Gemeinde besprochen werden.

Bezeichnen wir mit:

l_1 die ermittelte Länge in m des Kanalnetzes für Regenwasser allein.

l_2 die ermittelte Länge in m des Kanalnetzes für Schmutzwasser allein.

l_3 die ermittelte Länge in m des Kanalnetzes für Schmutz- und Regenwasser zusammen.

c_1, c_2, c_3 die betreffenden mittleren Anlagekosten in Mark pro m Länge.

s_1, s_2, s_3 die betreffenden mittleren Unterhaltungskosten in Mark pro Jahr und m Länge der Leitungen.

z der Kapitalzinsfuß der Gemeindeschulden.

E die gegenwärtige Zahl der Einwohner.

k der jährliche Zuwachs der Bevölkerung in Prozenten.

q_b die jährlich abzuführende Brauchwassermenge in cbm pro Kopf der Bevölkerung.

$q_r = f(q)$ die jährliche in den gemeinsamen Leitungen abzuführende Regenwassermenge in cbm pro Kopf der Bevölkerung.

t_b und t_r die jährlichen betreffenden Unkosten in Mark pro cbm für die Hebung und Reinigung des Abwassers.

u_1 der jährliche Verlust in Mark des Verkehrs durch das Vorhandensein der Straßenrinnen und obendrein bei eventuellen starken Regenströmungen.

u_2 die jährlichen Unkosten in Mark durch die Inanspruchnahme des Straßenpflasters bei Wasserabfluß.

u_3 die jährlichen Mehrunkosten in Mark für die Beseitigung des Eises im Winter, die durch die oberirdische Wasserabführung verursacht sind.

u_4 jährliche Ausgaben in Mark für etwaige besondere Rinnenanlagen,Rinnendeckungen,Rinnenunterhaltungen, Sandfänge u. s. w.

u_5 der jährliche Schaden in Mark, welcher der Gemeinde durch das relativ unschöne Aussehen von Straßen mit tiefen Rinnen bleibt.*)

Es sind folgende Möglichkeiten zu untersuchen:

1. Einführung einer getrennten Kanalisation mit oberirdischer Regenwasserabführung.
2. Einführung einer getrennten Kanalisation mit unterirdischer Regenwasserabführung.
3. Einführung einer gemischten Kanalisation.

a) Vergleich zwischen dem ersten und zweiten Fall.

Die unterirdische Brauchwasserleitung ist in beiden Fällen dieselbe, ebenfalls die eventuellen Pumpen- und Abwasserreinigungsanlagen.

Die jährlichen gegenwärtigen Unkosten durch die oberirdische Ableitung sind:

$$u_1 + u_2 + u_3 + u_4 + u_5 = U_0.$$

Die jährlichen gegenwärtigen Ausgaben für die Unterhaltung der Regenwasserleitung und Tilgung des betreffenden Anlagekapitals sind:

$$\left(\frac{z\,c_1}{100} + s_1\right) l_1 = A_0 \qquad (19)$$

Wie U und A im Laufe der Zeit zunehmen, das hängt von den lokalen Verhältnissen ab und kann leicht ermittelt werden. Am einfachsten ist es, die verschiedenen Größen im Zusammenhang mit dem Bevölkerungszuwachs zu bringen. Hier werden folgende Voraussetzungen gemacht:

U nimmt im gleichen Verhältnis wie E zu.

A nimmt jährlich proportional mit $\frac{k}{m}$ zu, wobei m kleiner, gleich oder größer als 1 sein kann (gewöhnlich $m > 1$).

*) Die Feststellung des Wertes von u_5 ist schwierig. Dieser Wert ist von dem allgemeinen Wohlstande der Bevölkerung abhängig. Für kleinere Siedelungen sowie in den Städten, wo die Gemeindesteuern ohnedem hoch sind, u. s. w. kann man ohne weiteres annehmen, daß $u_5 = 0$.

Nach n Jahren:

$$U_n = U_0 e^{\frac{kn}{100}}, \text{*)} \quad (20)$$

$$A_n = A_0 e^{\frac{kn}{100\,m}} \quad (21)$$

In n Jahren werden diese Ausdrücke gleich werden:

$$U_n = A_n \quad (22)$$

Diese Zeit kann man aus der Gleichung (22) ermitteln:

$$U_0 e^{\frac{kn}{100}} = A_0 e^{\frac{kn}{100\,m}},$$

woraus

$$n = \frac{100}{k} \frac{m}{m-1} \ln \frac{A_0}{U_0} \quad (23)$$

Der Wert von n in Gleichung (23) kann positiv oder negativ sein.

Wenn n kleiner als o, ist der Vergleich zwischen A_0 und U_0 maßgebend für die Wirtschaftlichkeit eines Systems (weil $m > 1$).

Wenn n gleich o, ist der Vergleich zwischen A_0 und U_0 gleichfalls maßgebend.

Wenn n größer als o ist, wird man untersuchen, ob die Frage mehr für die Gegenwart oder mehr für die Zukunft zu lösen sei. Dafür wird man die durch die Einführung des vorteilhafteren Systems gemachten Ersparnisse während der kommenden n Jahre berücksichtigen müssen. Diese Berechnung findet auf folgende Weise statt:

Im ersten Jahre nach der Inbetriebsnahme einer Anlage wird eine Ersparnis gemacht:

$$M_1 = \pm U_0 \mp A_0 \quad (24)$$

Bezeichnen wir:

$$1 + \frac{z}{100} = p \quad (25)$$

Die Ersparnis unter Gleichung (24) wird nach (n — 1) Jahren:

$$M'_1 = + U_0 p^{n-1} + A_0 p^{n-1} \quad (26)$$

Im zweiten Jahre wird erspart:

$$M_2 = U_0 r_u \mp A_0 r_a, \quad (27)$$

wobei:

$$r_u = 1 + \frac{k}{100} \quad (28)$$

$$r_a = 1 + \frac{k}{100\,m} \quad (29)$$

Die Ersparnis wird nach (n — 2) zufolge Gleichung (26) sein:

$$M'_2 = \pm U_0 r_u p^{n-2} \mp A_0 r_a p^{n-2}$$

*) Hütte: Des Ingenieurs Taschenbuch, Aufl. 19, I. S. 48.

Nach dem dritten Jahre:

$$M'_3 = + U_0 r_u^2 p^{n-3} + A_0 r_a^2 p^{n-3}$$

.....

Nach dem $(n-1)^{ten}$ Jahre:

$$M'_{n-1} = + U_0 r_u{}^{n-2} p \mp A_0 r_a{}^{n-2} p$$

Nach dem n^{ten} Jahre:

$$M'_n = + U_0 r_u^{n-1} + A_0 r_a^{n-1}$$

Inzwischen wird eine Summe erspart:

$$S_n = M'_1 + M'_2 + M'_3 + \ldots\ldots + M'_{n-1} + M'_n \qquad (30)$$

$$S_n = \pm U_0 (p^{n-1} + r_u p^{n-2} + r_u^2 p^{n-3} + \ldots + r_u{}^{n-2} p + r_u^{n-1})$$
$$\mp A_0 (p^{n-1} + r_a p^{n-2} + r_a^2 p^{n-3} + \ldots + r_a{}^{n-2} p + r_a^{n-1})$$

Die Summe dieser geometrischen Reihe ist:

$$S_n = \pm U_0 \frac{r_u^n - p^n}{r_u - p} \mp A_0 \frac{r_a^n - p^n}{r_a - p} \qquad (31)$$

Wenn die Werte von p und r aus Gleichung (25), (28) und (29) ersetzt und die mit

$$\left(\frac{k}{100}\right)^3 \ldots\ldots \left(\frac{k}{100}\right)^n, \left(\frac{k}{100\,m}\right)^3 \ldots\ldots \left(\frac{k}{100\,m}\right)^n; \left(\frac{z}{100}\right)^3 \ldots\ldots \left(\frac{z}{100}\right)^n,$$

multiplizierten Summenteile weggelassen werden, ergibt sich:

Nach dem binomischen Satze:

$$p_n = \left(1 + \frac{z}{100}\right)^n = 1 + \frac{n\,z}{100} + \frac{n\,(n-1)}{2!}\left(\frac{z}{100}\right)^2$$
$$+ \frac{n\,(n-1)\,(n-2)}{3!}\left(\frac{z}{100}\right)^3 + \ldots\ldots + \left(\frac{z}{100}\right)^n$$

Weil z (S. 49) gewöhnlich kleiner wie 5 ist, so ist:

$$\frac{z}{100} < 0{,}05 \qquad \text{und} \qquad \left(\frac{z}{100}\right)^3 < 0{,}000125$$

Aus diesem Grunde sind die Funktionen von $\frac{z}{100}$ höheren Grades weggelassen worden. In dem Falle, daß dies Auslassen mit der dritten Potenz von $\frac{z}{100}$ anfängt, erhält man:

$$p^n = 1 + \frac{n\,z}{100} + \frac{n\,(n-1)}{2}\left(\frac{z}{100}\right)$$

Dasselbe gilt für r_u und r_a, weil gewöhnlich $k < 5$ und die Differenz zwischen **m** und **1** gering ist.

$$r_u = 1 + n\,\frac{k}{100} + \frac{n\,(n-1)}{2}\left(\frac{k}{100}\right)^2$$

$$r_a = 1 + \frac{n\,k}{100\,m} + \frac{n\,(n-1)}{2}\left(\frac{k}{100\,m}\right)^2$$

Wenn p, r_u, r_a, p_n, r_u^n, r_a^n in dem Koeffizienten von U_0 ersetzt werden, ergibt sich:

$$\frac{r_u^n - p^n}{r_u - p} = \frac{1 + n\frac{k}{100} + \frac{n(n-1)}{2}\left(\frac{k}{100}\right)^2 - 1 - n\frac{z}{100} - \frac{n(n-1)}{2}\left(\frac{z}{100}\right)^2}{1 + \frac{k}{100} - 1 - \frac{z}{100}} \quad (32)$$

$$= \frac{n(k-z) + \frac{n(n-1)}{2 \cdot 100}(k^2 - z^2)}{k - z}$$

$$= n + \frac{n(n-1)}{2 \cdot 100}(k + z)$$

$$= \frac{n}{200}\left[200 + (n-1)(k+z)\right]$$

Der Koeffizient von A_0 hat dieselbe Struktur wie (32), wobei k durch $\frac{k}{m}$ ersetzt wird.

$$\frac{r_a^n - p^n}{r_a - p} = \frac{n}{200}\left[200 + (n-1)\left(\frac{k}{m} + z\right)\right] \quad (33)$$

Ersetzen wir die Werte von (32) und (33) in (31), so erhalten wir:

$$S_n = \pm U_0 \left\{\frac{n}{200}\left[200 + (n-1)(k+z)\right]\right\}$$
$$+ A_0 \left\{\frac{n}{200}\left[200 + (n-1)\left(\frac{k}{m} + z\right)\right]\right\}$$

oder

$$S_n = \frac{n}{200}\left\{\pm\left[200 + n(n-1)(k+z)\right] U_0 \right.$$
$$\left. \mp\left[200 + n(n-1)\left(\frac{k}{m} + z\right)\right] A_0\right\} \quad (34)$$

Die Höhe der Summe S_n ist für die Einführung eines Systems maßgebend.

Wenn A_0 größer wie U_0 ist, wäre die oberirdische Abführung des Regenwassers für die Gegenwart vorzuziehen. Im Falle aber, daß das Trennsystem dem Mischsystem überhaupt vorzuziehen ist (S. 55), würde man einstweilen die Brauchwasserkanalisation ausführen.

Unter der Voraussetzung, daß

$$A_{n+1} < U_{n+1},$$

wird erst nach n Jahren die Regenwasserkanalisation ausgeführt.

Wenn A_0 kleiner als U_0 ist, tritt der Fall ein, daß das Regenwasser von vornherein unterirdisch abzuführen ist, weil in diesem Falle immer: $A_n < U_n$ (weil $m > 1$).

In der Praxis spielen immer noch andere Umstände eine große Rolle für die Entscheidung in der Wahl des Systems, wie z. B. die Ausführung neuer Straßenbefestigungen.

b) Vergleich zwischen dem ersten und dritten Fall.

Die gegenwärtigen jährlichen Unkosten durch die oberirdische Ableitung sind:

$$u_1 + u_2 + u_3 + u_4 + u_5 = U_0.$$

Die gegenwärtigen jährlichen Unkosten durch die Kostenverzinsung, Tilgung und Unterhaltung der unterirdischen Brauchwasserleitung sowie durch die Hebung des Brauchwassers sind:

$$\left(\frac{Z\,c_2}{100} + s_2\right) l_2 + E\,q_b\,t_b = B_0 + E\,q_b\,t_b \qquad (35)$$

Dieselben Unkosten für die gemeinsame Leitung wären:

$$\left(\frac{Z\,c_3}{100} + s_3\right) l_3 + E\,(q_b\,t_b + q_r\,t_r) \qquad (36)$$

Wenn: $$\left(\frac{Z\,c_3}{100} + s_3\right) l_3 = C_0$$

und $$\frac{q_r\,t_r}{q_b\,t_b} = \eta$$

gesetzt wird, so wird (36): $C_0 + E\,q_b\,t_b\,(1 + \eta)$ (37)

Unter denselben Voraussetzungen wie vorher [$m > 1$] werden die jährlichen Ausgaben im ersten Falle nach n Jahren sein:

$$U_0\,e^{\frac{kn}{100}} + B_0\,e^{\frac{kn}{m_1}} + E\,e^{\frac{kn}{100}}\,q_b\,t_b \qquad (38)$$

und $C_0\,e^{\frac{kn}{100\,m_2}} + E\,e^{\frac{kn}{100}}\,q_b\,t_b\,(1+\eta)$ im dritten Falle. (39)

Die Ausgaben werden gleich sein, wenn die Ausdrücke (38 und 39) gleich werden:

$$U_0\,e^{\frac{kn}{100}} + B_0\,e^{\frac{kn}{100\,m_1}} + E\,e^{\frac{kn}{100}}\,q_b\,t_b = C_0\,e^{\frac{kn}{100\,m_2}} + E\,e^{\frac{kn}{100}}\,q_b\,t_b\,(1+\eta)$$

Unter der Annahme: $m_1 = m_2 = m$ erhält man:

$$e^{\frac{kn}{100}}\left[U_0 + E\,q_b\,t_b - E\,q_b\,t_b\,(1+\eta)\right] = e^{\frac{kn}{100\,m}}\,(C_0 - B_0) \qquad (40)$$

woraus: $$n = \frac{100}{k}\,\frac{m}{m-1}\,\ln\,\frac{C_0 - B_0}{U_0 - \eta\,E\,q_b\,t_b} \qquad (41)$$

Gegenwärtig stellt sich das Trennsystem mit oberirdischer Regenwasserabführung vorteilhafter, wenn

$$U_0 + B_0 + E\,q_b\,t_b < C_0 + E\,q_b\,t_b\,(1 + \eta)$$

Nun braucht man zu untersuchen, ob n in der zeitlichen Begrenzung n_p*) eines wirtschaftlichen Projektes bleibt.

Wenn: $n > n_p$

ist die Frage im Sinne der oberirdischen Abführung zu lösen.

Wenn im Gegenteil: $n < n_p$,

dann werden die Unkosten bezw. Ersparnisse wie auf S. 51 berechnet, um eine richtige Entscheidung zu treffen. Diese Berechnung wird für die zwei Perioden (für n Jahre und die folgende n_p — n Jahre) gemacht.

c) Vergleich zwischen dem zweiten und dritten Fall.

Die jährlichen gegenwärtigen Ausgaben für die Verzinsung und Tilgung des Anlagekapitals, für die Unterhaltung der Leitungen, event. für die Hebung und Reinigung des Brauchwassers sind:

$$A_0 + B_0 + E\,q_b\,t_b \text{ [aus (19) und (35)]}.$$

Dieselben Ausdrücke bei der gemeinschaftlichen Abführung sind: $C_0 + E\,q_b\,t_b\,(1+\eta)$ (Gleichung 37).

Nach n Jahren werden diese Ausgaben:

$$A_0\,e^{\frac{kn}{100\,m_1}} + B_0\,e^{\frac{kn}{100\,m_2}} + E\,e^{\frac{kn}{100}}\,q_b\,t_b \qquad (42)$$

bezw.

$$C_0\,e^{\frac{kn}{100\,m_3}} + E\,e^{\frac{kn}{100}}\,q_b\,t_b\,(1+\eta) \qquad (43)$$

Wenn die Unkosten in beiden Fällen nach n Jahren sich ausgleichen, erhält man:

$$A_0\,e^{\frac{kn}{100\,m_1}} + B_0\,e^{\frac{kn}{100\,m_2}} + E\,e^{\frac{kn}{100}}\,q_b\,t_b = C_0\,e^{\frac{kn}{100\,m_3}} + E\,e^{\frac{kn}{100}}\,q_b\,t_b\,(1+\eta) \qquad (44)$$

Unter der Voraussetzung:

$$m_1 = m_2 = m_3 = m,$$

wird die Gleichung (44)

$$e^{\frac{kn}{100}}\,(A_0 + B_0 - C_0) = e^{\frac{kn}{100}}\,E\,q_b\,t_b\,\eta,$$

woraus:

$$u = \frac{100}{k}\,\frac{m}{m-1}\,\ln\frac{A_0 + B_0 - C_0}{E\,q_b\,t_b}.$$

Wenn: $n > n$

wird man eine Lösung treffen, die in Einklang mit den jährlichen Ausgaben ist, d. h. je nachdem:

$$A_0 + B_0 + E\,q_b\,t_b \gtrless C_0 + E\,q_b\,t_b\,(1+\eta).$$

*) Die zeitliche Begrenzung eines wirtschaftlichen Projektes ist die Anzahl von Jahren, welche für eine in der Gegenwart auszuführende Anlage mit Rücksicht auf ökonomische Gründe und die Entwickelung der Stadt vorzusehen ist (Heyd).

Im ersten Falle wird das Mischsystem und im zweiten Falle das Trennsystem vorgeschlagen.

Wenn: $n < n_p$

ist es ratsam, die Gesamtersparnisse und Mehrkosten für zwei Perioden, nämlich:

1. für die ersten n Jahre Sn,
2. für die folgenden (n_p — n) Jahre Sn_p — n zu ermitteln, um die Entscheidung je nachdem

$$Sn \lesseqgtr Sn_p - n$$

zu treffen (S. 51).

Die Ergebnisse der Untersuchungen dieses Kapitels können in kurzem folgendermaßen zusammengefaßt werden:

1. Bei der Projektierung einer Kanalisationsanlage sind die lokalen Verhältnisse einem eingehenden Studium zu unterwerfen.
2. Dort, wo diese Verhältnisse sich nicht übersehen lassen oder wo man im Zweifel über gewisse Punkte sich befindet, muß man zwei vergleichende Projekte aufstellen: eines nach dem Trennsystem mit oberirdischer und unterirdischer Regenwasserabführung und das andere nach dem Mischsystem.
3. Wenn das Trennsystem mit unterirdischer Abführung dem Mischsystem vorzuziehen ist, erübrigt es zu untersuchen, auf welche Art das Regenwasser abzuleiten ist. Im allgemeinen ist es bei Klein- und Mittelstädten ohne weiteres möglich, das Regenwasser für eine lange Reihe von Jahren oberirdisch abzuleiten.
4. Wenn das Mischsystem sich vorteilhafter als das Trennsystem mit unterirdischer Abführung stellt, ist immer noch nicht gesagt, daß letzteres ohne weiteres zu verwerfen sei, wegen der eventuellen Möglichkeit, das Regenwasser noch lange Zeit oberirdisch abzuführen. Im letzten Falle könnte sich noch die Wage zu Gunsten des Trennsystems neigen.

Literatur.

1. Geissler: Entwässerung kleinerer und mittlerer Städte. „Gesundheit“ 1905, Nr. 6 und 7.
2. Heyd: Die Wirtschaftlichkeit bei den Städteentwässerungsverfahren, Mannheim 1908.
3. Genzmer E.: Kanalisation der Klein- und Mittelstädte. (Neustadt i. W.) Halle 1910.

K. Schlußwort.

Die oberirdische Abführung des Regenwassers ist, nach dem Gesagten, bei der städtischen Entwässerung in folgenden Fällen zu empfehlen:

1. In Städten und Ortschaften, die aus irgend einem Grunde zum Beispiel wegen großer Kommunalschulden, Kommunalsteuern, Schuldenzinsen, nicht genügend leistungsfähig sind.
2. In verkehrsarmen Städten und Ortschaften, wo die Beeinträchtigung des Verkehrs durch die oberirdische Abführung wenig empfunden wird.
3. In Mittel- und Kleinstädten, wo das Regenwasser nach einem kurzen Abfluß aus der Stadt selbst abgeleitet wird.
4. In Städten und Ortschaften, die in einem schmalen Tale liegen und das Regenwasser, nach kurzem Abfluß, in die Vorfluter gelangen kann.
5. In Städten mit weiträumiger Bebauung oder dorfartig angelegten Ortschaften, wo nur ein kleiner Bruchteil des Regenwassers zum Abfluß gelangt.
6. Bei Städten mit größerem Straßengefälle und guter Straßenbefestigung, wo mit geringer Rinnentiefe größere Wassermengen abgeleitet werden können.
7. In Städten und Ortschaften, die im Überschwemmungsgebiet von Flüssen liegen, da bei der Überschwemmung die Brauchwasserleitung mit dem Überschwemmungswasser nicht in Berührung kommen soll.
8. Wo die Anlegung eines unterirdischen Regenwassernetzes wegen ungenügenden Gefälles oder wegen der Grundverhältnisse erschwert ist.
9. In Städten und Ortschaften, wobei der größte Teil der Bevölkerung keine solche Industrie treibt, die das abfließende Regenwasser stark verunreinigen würde.